

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Т. О. Шевченко

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисциплін

**«СПЕЦІАЛЬНІ ПИТАННЯ ГІДРАВЛІКИ, ВОДОПРОВІДНИХ
ТА ВОДОВІДВІДНИХ СПОРУД»**

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки
6.060103 – Гідротехніка (Водні ресурси))*

**«СПЕЦІАЛЬНІ ПИТАННЯ ГІДРАВЛІКИ СИСТЕМ
ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»**

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки
6.060101 – Будівництво
(фахове спрямування «Водопостачання та водовідведення»))*

Шевченко Т. О. Конспект лекцій з дисциплін «Спеціальні питання гідравліки, водопровідних та водовідвідних споруд» (для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060103 – Гідротехніка (Водні ресурси)) «Спеціальні питання гідравліки систем водопостачання та водовідведення» (для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 – Будівництво (фахове спрямування «Водопостачання та водовідведення»)) / Т. О. Шевченко; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. – 63 с.

Автор: канд. техн. наук, доц. Т. О. Шевченко

Рецензент: канд. техн. наук, доц. І. М. Чуб

Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення і очищення вод, протокол № 1 від 30.08.2013 р.

ЗМІСТ

	стор.
ВСТУП.....	4
Змістовий модуль 1.1 Гідравлічний розрахунок деяких гідротехнічних споруд.....	5
Тема 1 Рівномірний рух води у відкритих руслах.....	5
1.1 Розрахункові швидкості води в каналі.....	7
1.2 Гідравлічно найвигідніший переріз каналу.....	10
Тема 2 Водозливи, ливневипуски і випуски.....	12
2.1 Основні типи водозливів і форми струменя.....	12
2.2 Гідравлічний розрахунок водозливу.....	15
Тема 3 Гідравлічний стрибок. спряження б'єфів.....	21
3.1 Визначення довжини гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвильового стрибка.....	24
3.2 Визначення найменшої глибини за спорудою у нижньому б'єфі.....	26
3.3 Гідравлічний розрахунок водобійної стінки.....	28
3.4 Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя.....	31
Тема 4 Мости, труби та трубчаті споруди.....	37
4.1 Малі мости.....	37
4.2 Розрахунок отворів малих мостів і труб з врахуванням акумуляції.....	38
4.3 Мости – водоскиди.....	40
4.4 Водопропускні (дорожні) труби.....	41
4.5 Трубчаті водоскиди.....	43
Змістовий модуль 1.2 Основи гідравлічного розрахунку деяких споруд систем водопостачання та водовідведення.....	45
Тема 5 Принципи гідравлічного розрахунку споруд механічної очистки стічних вод.....	45
5.1 Принципи гідравлічного розрахунку піскоуловлювачів.....	46
5.2 Принципи розрахунку відстійників.....	49
5.3 Принципи гідравлічного розрахунку гідроциклонів.....	54
Тема 6 Принцип розрахунку ковшового водозабору.....	57
6.1 Ковшові водозабірні споруди.....	57
Список використаних джерел.....	62

ВСТУП

Проектування гідротехнічних споруд різноманітного призначення, очисних споруд систем водопостачання та водовідведення в основному базується на врахуванні гідравлічних закономірностей руху відкритих потоків рідини. Дисципліна «Спеціальні питання гідравліки, водопровідних та водовідвідних споруд» / «Спеціальні питання гідравліки систем водопостачання та водовідведення» вивчає методи розрахунку водопропускних і водорозбірних споруд, гідравлічні розрахунки дамб та окремих елементів очисних споруд з очистки природних та стічних вод [1].

Найголовніші завдання дисципліни «Спеціальні питання гідравліки, водопровідних та водовідвідних споруд» / «Спеціальні питання гідравліки систем водопостачання та водовідведення»:

- вивчення особливостей проектування гідротехнічних споруд з урахуванням дії рідини, що рухається, на запроектовані споруди;
- вивчення гідравлічних особливостей роботи окремих елементів споруд, призначених для очистки природних та стічних вод.

Метою вивчення дисципліни є:

1) вивчення спеціальних гідравлічних розрахунків гідротехнічних споруд та елементів окремих очисних споруд систем водопостачання та водовідведення;

2) підготовка фахівця, який володітиме знаннями, пов'язаними з вирішенням питань проектування у галузі гідротехніки, систем водопостачання, водовідведення.

Предметом вивчення дисципліни є спеціальні гідравлічні розрахунки різноманітних гідротехнічних споруд, під час виконання яких в значній мірі розглядаються питання проектування цих споруд, а також вивчення питань, пов'язаних з гідравлічним розрахунком елементів очисних споруд систем водопостачання та водовідведення.

Необхідним елементом успішного засвоєння навчального матеріалу дисципліни є самостійна робота студентів з літературою, довідниками та державними нормами і правилами щодо роботи систем водопостачання та водовідведення.

Програмою дисципліни [1] передбачено вивчення таких основних тем:

- рівномірний рух рідини у штучних відкритих руслах;
- водозливи, ливневипуски та випуски;
- гідравлічний стрибок, гасителі енергії;
- основи гідравлічного розрахунку деяких споруд систем водопостачання та водовідведення;
- принцип розрахунку ковшового водозабору.

Навчальна дисципліна «Спеціальні питання гідравліки, водопровідних та водовідвідних споруд» / «Спеціальні питання гідравліки систем водопостачання та водовідведення» належить до циклу варіативної частини дисциплін за вибором студента навчальних планів підготовки студентів за напрямками підготовки 6.060101 – Будівництво та 6.060103 – Гідротехніка (Водні ресурси).

ТЕМА 1 РІВНОМІРНИЙ РУХ ВОДИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

Безнапірним рухом являється рух рідини з вільною поверхнею у відкритих руслах, а також у трубопроводах з частковим заповненням перерізу, який відбувається під дією сили тяжіння. Рух рідини у відкритих руслах може бути усталеним та неусталеним. В свою чергу усталений рух буває рівномірним та нерівномірним (рис. 1.1) [2, 3].

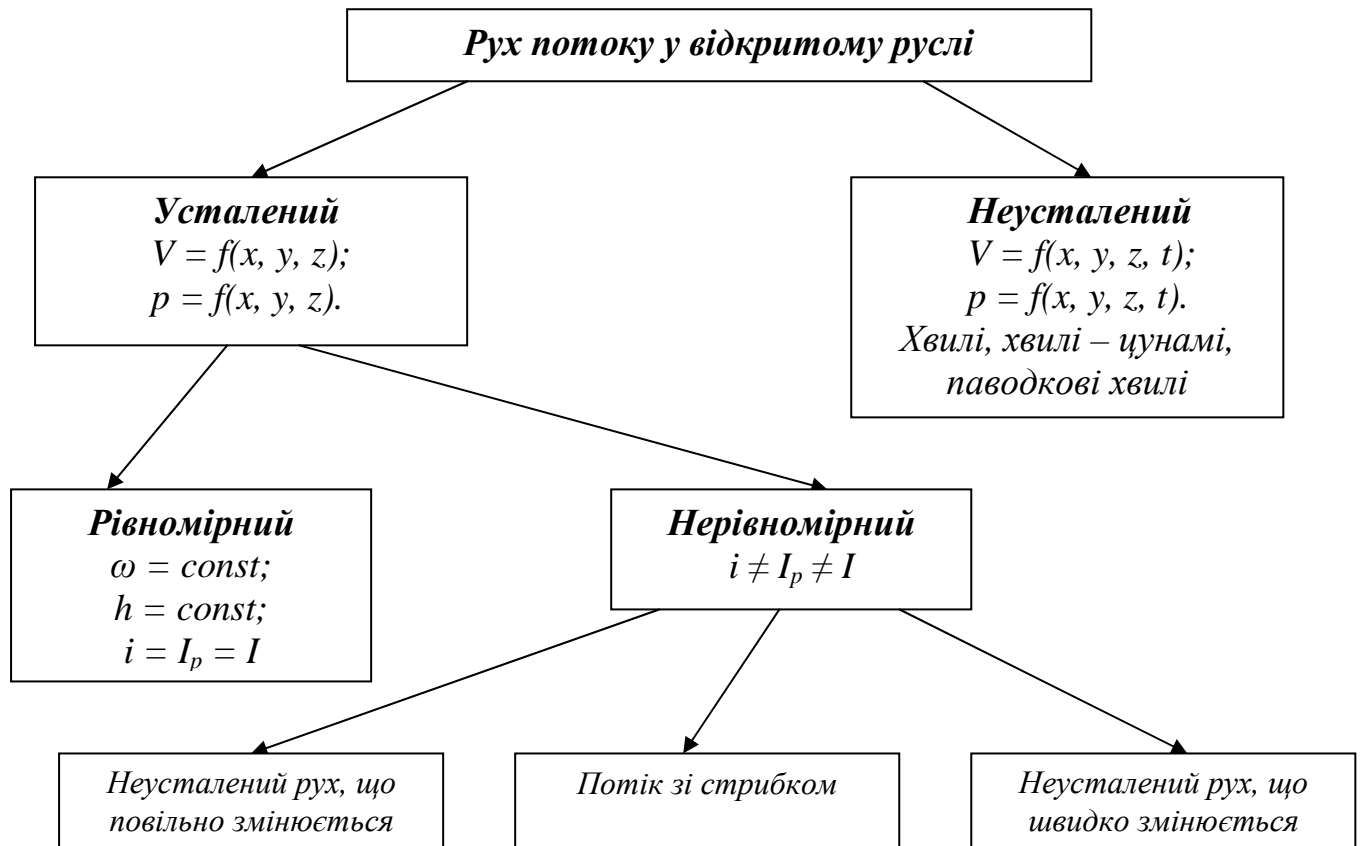


Рисунок 1.1 – Види руху рідини у відкритих руслах

Усі відкриті русла поділяються на природні та штучні водотоки. До **природних** русел належать річки, струмки, скиди за тальвегами та балками і ін. **Штучні** русла – це канали, лотки, тунелі, дренажні та інші труби, тобто більшість споруд, які застосовують у гідротехнічній та гідромеліоративній практиці.

Для відкритих русел використовують наступні класифікації:

- *Русла поділяють за параметрами*, які визначають зміну площі живого перерізу за довжиною потоку, на непризматичні та призматичні (і циліндричні).

У **непризматичних русел** форма і (або) геометричні розміри поперечного профілю змінюються за довжиною русла. Тому площа живого перерізу потоку являється функцією довжини русла і глибини потоку уздовж русла. В такому руслі рух нерівномірний.

В *призматичних руслах* форма та розміри елементів поперечного профілю за довжиною зберігаються незмінними. Площа живого перерізу потоку може змінюватися тільки у зв'язку зі зміною глибини потоку.

• За формою профілю поперечного перерізу русла можуть бути правильної та неправильної форми (рис. 1.2).

Призматичні русла мають *правильну* форму. Вони можуть бути прямокутні, трикутні, трапецієвидні (рис. 1.2, а, б, в). Якщо поперечний профіль русла правильної форми окреслений кривою лінією, колом (рис. 1.2, г) або параболою (рис. 1.2, д), що визначається вздовж всього русла одним рівнянням, то таке русло називається *циліндричним* (рис. 1.2, з, е).

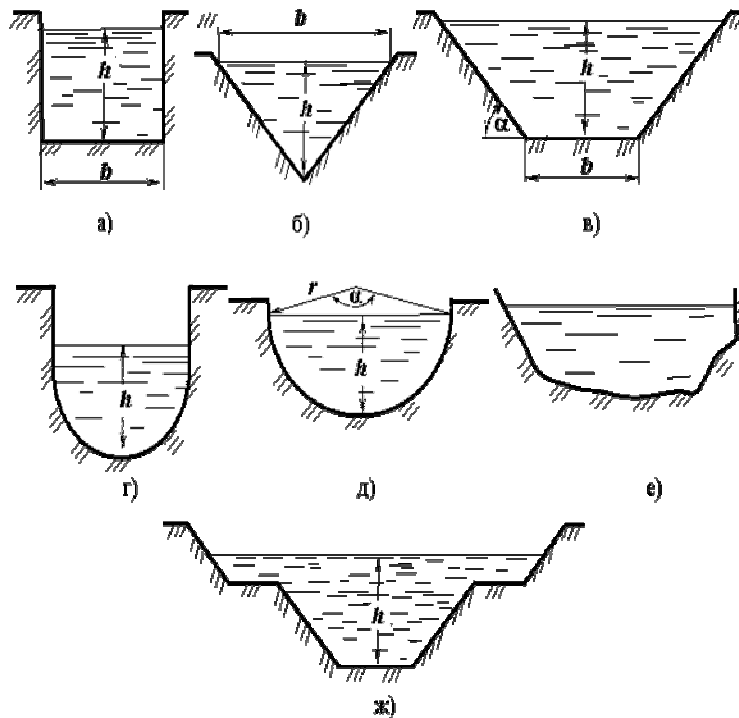


Рисунок 1.2 – Види поперечного перерізу відкритих русел

Правильну форму найчастіше мають штучні русла. До русел неправильної форми належать полігональні (складні) русла (рис. 1.2, ж) та русла природних потоків (рис. 1.2, е) [2–4].

- Відкриті русла залежно від повздовжнього ухилу дна поділяються на:
 - русла з **позитивним (прямим)** геометричним ухилом $i > 0$, коли дно русла знижується в напрямку руху потоку;
 - **горизонтальні** русла за $i = 0$;
 - русла з **негативним (зворотнім)** ухилом дна $i < 0$, коли дно русла підвищується в напрямку руху рідини.

Умовою рівномірного руху у відкритому руслі є наступний вираз:

$$I_p = i = I_c, \quad (1.1)$$

де I_p – п'єзометричний ухил;
 i – гідравлічний ухил;
 I_c – ухил вільної поверхні рідини.

Рівномірний рух рідини характеризується прямими паралельними лініями токів (траєкторіями), а також постійністю місцевої осередненої у часі швидкості уздовж кожної лінії току. Отже, для існування рівномірного руху необхідне виконання ряду умов.

На вільній поверхні безнапірних потоків встановлюється постійний, як правило, атмосферний тиск. Тому п'єзометричний ухил I_p для таких потоків відповідає ухилу вільної поверхні I_c , тобто $I_p = I_c$.

Для цього необхідно, щоб величина швидкісного напору уздовж потоку також залишалась би постійною. Цим диктується дотримання наступних умов:

- русло – призматичне;
- витрата води – постійна ($Q = const$);
- глибина уздовж русла – постійна;
- лінія дна не має переламів, тобто $i = \sin \beta = const$, при цьому $i > 0$;
- шорсткість дна і стінок постійна уздовж всього русла;
- місцеві опори у руслі відсутні.

Повністю задовольнити всі вище названі умови можуть тільки штучні русла. **Штучні водотоки** об'єднують групи каналів наступного призначення:

1) *водопровідні* для транспортування води з джерела водопостачання до місця споживання (рудники, збагачувальні фабрики, населені пункти та інш.);

2) *водовідвідні* для перекиду річок з одного басейну в інший з метою попередження обводнення;

3) *нагорні або канали, призначені для огороження*, вони слугують для відведення поверхневих вод з зовнішніх водозборів від родовищ корисних копалин.

Особливістю водопровідних каналів першої групи, які слугують для водопостачання гірничих підприємств, являється постійність розрахункових витрат води в них ($Q = const$). В каналах другої та третьої груп витрати можуть бути непостійними залежно від режиму річок зовнішнього водозбору.

Природні русла майже завжди непризматичні, рівномірний рух в них у чистому вигляді існувати не може, будь-які відхилення завжди мають місце. Тому практично на окремих ділянках під час невеликих змін форми і розмірів поперечних перерізів, ухилу та шорсткості дна й відкосів, у періоди, коли витрата залишається постійною, розглядають «умовний» рівномірний рух, замінюючи справжні значення параметрів деякими середніми значеннями на даній ділянці.

1.1 Розрахункові швидкості води в каналі

Розрахункова швидкість відповідає максимальній витраті води в каналі, за нею визначаються розміри перерізу. Розрахункові швидкості не повинні бути більше допустимих. В якості допустимих приймаються швидкості, які **не розмивають** ґрунт або одяг (укріплення відкосів і дна) каналів. Значення їх залежить від глибини і матеріалу, з якого складені стінки каналів.

Допустимі середні у перерізі швидкості, що не розмивають, $V_{\text{доп}}$ залежать від характеру ґрунту або типу укріплення русла та глибини водотоку (довідникові дані [5]).

Допустимі незамулюючі середні в перерізі швидкості протікання води V_{min} залежать від кількості завислих речовин, їх розмірів, витрати та глибини течії. Для визначення цих швидкостей існує ряд залежностей та таблиць.

Якщо насиченість потоку наносами з діаметром часток більше 0,25 мм не перевищує 0,01% по вазі, то

$$V_{\text{min}} = a\sqrt{R}, \quad (1.2)$$

де R – гідравлічний радіус, м;

a – множник, що залежить від середнього діаметра часток, що переважає у масі зважених наносів (табл. 1.1).

Таблиця 1.1 – Значення множника a залежно від середнього діаметра часток

$d_{\text{cp}}, \text{мм}$	$a, \text{м}^{1/2}/\text{с}$	$d_{\text{cp}}, \text{мм}$	$a, \text{м}^{1/2}/\text{с}$	$d_{\text{cp}}, \text{мм}$	$a, \text{м}^{1/2}/\text{с}$
0,1	0,22	0,8	0,90	1,6	1,05
0,2	0,45	1,0	0,95	1,8	1,07
0,4	0,67	1,2	1,00	2,0	1,10
0,6	0,82	1,4	1,02	3,0	1,11

Мінімальна припустима швидкість може бути визначена згідно до залежності:

$$V_{\text{min}} = ah^{0,64}, \quad (1.3)$$

де a – коефіцієнт, що залежить від характеристики наносів; для великих піщаних мулистих наносів $a = 0,63$, для середніх піщано-мулистих наносів $a = 0,56$.

Припустима незамулююча швидкість може бути також визначена за залежністю А. С. Гіршкана

$$V_{\text{min}} = AQ^{0,2}, \quad (1.4)$$

де Q – витрата, м³/с;

A – коефіцієнт, що залежить від гідравлічної крупності наносів м³/сек. (табл. 1.2).

Таблиця 1.2 – Залежність коефіцієнта A від гідравлічної крупності наносів

Гідравлічна крупність, мм/с	A
< 1,5	0,33
1,5 – 2,5	0,44
> 2,5	0,55

Гідравлічна крупність – це швидкість рівномірного падіння частки у нерухомій воді. Для попередження заростання каналу достатньо підтримувати в ньому середню швидкість течії води не нижче 0,5 м/с.

У трубах дощової й загальносплавної каналізації за періоду повторюваності розрахункового дощу $P = 0,5$ допускається значення самоочищувальної швидкості, $V_{min} = 0,6$ м/с. Під час руху стічних вод у дюкері $V_{min} = 0,9$ м/с.

Найменші розрахункові швидкості руху мулу V_{min} у напірних мулопроводах наведені у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Найменші розрахункові швидкості руху мулу V_{min} у напірних мулопроводах

Зміст води в мулі, %	V_{min} , м/с
98	0,7 – 0,8
95	1,0 – 1,1
90	1,5 – 1,6

У звичайних водопровідних каналах розрахункові швидкості знаходяться в межах 0,5 – 3 м/с залежно від типу ґрунтів або одежі каналу.

В умовах зимнього режиму великою небезпекою на каналах може бути глибинний лід – шуга. Основна причина появи в каналі шуги – переохолодження води.

Після утворення льодяного покриву подальше зниження температури повітря викликає лише збільшення товщини льоду, а не виділення шуги. Для швидкого утворення поверхневого льоду необхідно швидкості течії води у каналах на цей період зменшити до 0,5 м/с. Для запобігання розмиву льоду нормальні швидкості під ним не повинні перевищувати 1,2 – 1,5 м/с. Якщо швидкості будуть більше 2,25 м/с, поверхневий лід в каналах не утворюється.

Вибір допустимих швидкостей має велике економічне значення під час проектування та експлуатації штучних водотоків [2–4].

Для визначення середньої швидкості безнапірного рівномірного потоку отримана *формула Шезі*, в якій враховується геометричний ухил:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i}, \quad (1.5)$$

де C – коефіцієнт Шезі, розрахований за формулами Маннінга, М. М. Павловського та багатьом іншим (Гангільє-Куттера, І. І. Агроськіна та інш.):

- формула М. М. Павловського

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (1.6)$$

де n – коефіцієнт шорсткості, визначається за довідниковими даними;
 y – змінний показник ступеня:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1). \quad (1.7)$$

Для спрощення розрахунку показнику ступеня формула (1.7) скорочується залежно від величини гідравлічного радіусу:

– якщо $R < 1$ м $y = 1,5\sqrt{n}$,

– якщо $R > 1$ м $y = 1,3\sqrt{n}$.

- Формула Маннінга:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}. \quad (1.8)$$

Витрата у перерізі русла визначається за формулою

$$Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i} = K \cdot \sqrt{i}, \quad (1.9)$$

де K – модуль витрати або витратна характеристика.

1.2 Гідравлічно найвигідніший переріз каналу

Гідравлічно найвигіднішим перерізом каналу являється переріз, що здатний за заданої площі забезпечити максимальну пропускну здатність.

Як відомо з геометрії, найменшим периметром (з усіх можливих) володіє коло, і *гідравлічно найвигіднішим перерізом для відкритих каналів був би переріз, який має форму півкола.*

Далі за заданою площею меншими периметрами володіють правильні багатокутники, довжина їх периметра буде тим менше, чим більше число сторін.

На практиці найбільш часто зустрічаються канали **трапецієвидного перерізу** з наступними елементами гідравлічної характеристики (рис. 1.3):

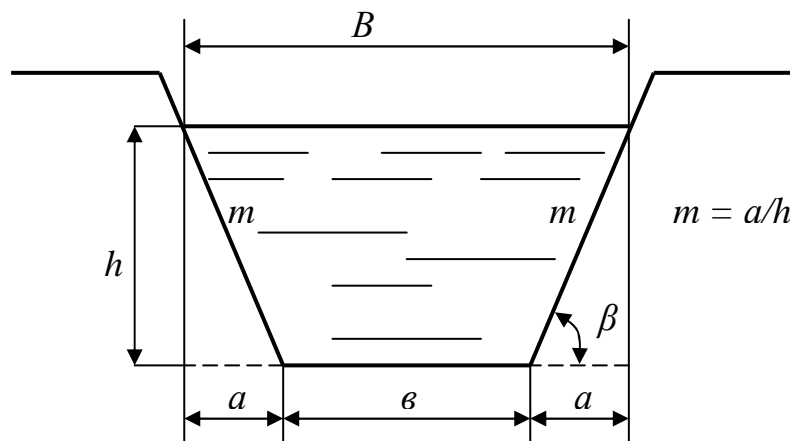


Рисунок 1.3 – Основні елементи трапецієвидного перерізу відкритого каналу

– площа змоченого перерізу

$$\omega = (b + mh)h, \quad (1.10)$$

– змочений периметр

$$X = b + 2h\sqrt{1+m^2}, \quad (1.11)$$

– гідравлічний радіус

$$R = \frac{\omega}{X}, \quad (1.12)$$

де b – ширина каналу по дну, м;
 m – коефіцієнт закладення відкосів, $m = \operatorname{ctg}\beta$;
 h – глибина каналу, м;
 B – ширина каналу по вільній поверхні, м.

Контрольні питання

1. Дайте визначення рівномірного руху рідини у відкритих руслах. Чим такий рух характеризується?
2. Наведіть класифікацію відкритих русел за формою профілю поперечного перерізу. Дайте пояснення до неї.
3. Наведіть умови для того, щоб величина швидкісного напору уздовж потоку залишалась постійною. В яких руслах можливо дотримуватися цих умов?
4. За якими формулами визначають допустимі незамулюючі середні в перерізі швидкості?
5. За якою формулою визначають середню швидкість безнапірного рівномірного потоку? Дайте пояснення до неї.
6. Дайте визначення гідравлічно найвигіднішого перерізу каналу. Русла з якою формою поперечного перерізу належать до гідравлічно найвигідніших?

ТЕМА 2 ВОДОЗЛИВИ, ЛИВНЕВИПУСКИ І ВИПУСКИ

2.1 Основні типи водозливів і форми струменя

Водозливом називають безнапірний отвір (виріз у стінці), через який протікає рідина [2–4, 7].

Класифікують водозливи за багатьма ознаками. Ось деякі ознаки, за якими розділяють водозливи:

– за *геометричною формою* водозливи бувають:

- прямокутні;
- трикутні;
- трапецієвидні;
- кругові;
- параболічні;
- з нахиленим гребенем.

– за *окресленням водозливної стінки у плані* водозливи поділяють на:

- з прямолінійним у плані гребенем: нормальні або лобові, косі, бокові;
- з непрямолінійним у плані гребенем: полігональні або ломані, криволінійні, замкнені (кільцеві).

– за товщиною поперечного перерізу стінки розрізняють:

- водозливи з тонкою стінкою – $0,1 \div 0,5H$;
- водозливи з широким порогом – $2 \div 8H$;
- водозливи з стінкою практичного профілю.

Область потоку перед водозливом називається *верхнім б'єфом*, а за ним – *нижнім б'єфом*. Верхня кромка водозливу називається *гребенем*. Перевищення рівня води у верхньому б'єфі над гребенем – *геометричним напором H* . Він зазвичай фіксується перед водозливом на відстані приблизно $(3-5)H$ від гребня.

Глибина води у нижньому б'єфі називається *побутовою глибиною h_b* .

Водозлив з тонкою стінкою зазвичай слугує для вимірювання витрат і стабілізації рівня рідини в резервуарах. Стінка називається *тонкою*, якщо товщина її $\delta < 0,5H$ або стінка має гостру вхідну кромку. При цьому струмінь торкається тільки її вхідної кромки (рис. 2.1).

На рис. 2.2 показані типи струменя під час витікання води через водозлив з тонкою стінкою. *Вільним струменем* називають такий струмінь, при якому повітря вільно надходить з усіх боків, в результаті чого тиск під струменем дорівнює атмосферному (рис. 2.2, а).

Якщо припинити доступ повітря під струмінь, то наявне там повітря поступово буде відсмоктуватися струменем і під ним утвориться вакуум. У результаті струмінь віджимається до стінки водозливу, а рівень води під ним підвищується. Такий струмінь називається *віджатим* (рис. 2.2, б).

Якщо *весь простір під струменем заповнюється водою, він стає підтопленим знизу* (рис. 2.2, в).

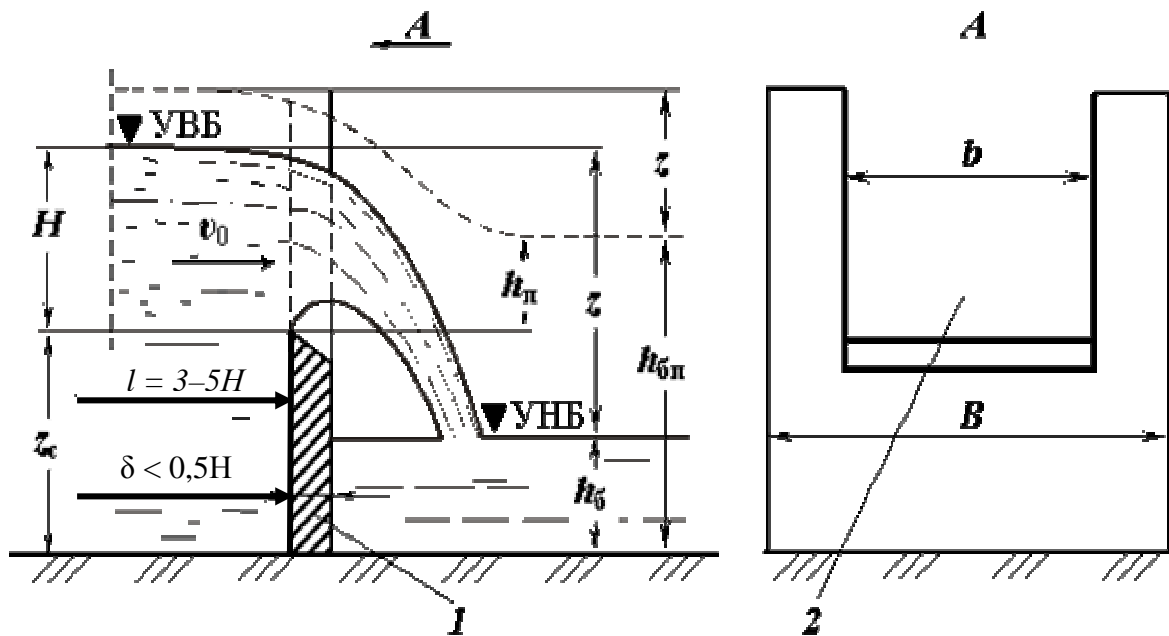


Рисунок 2.1 – Схема витікання води через водозлив з тонкою стінкою:

1 – водозливна стінка; 2 – водозливний отвір;

УВБ – рівень верхнього б'єфу; УНБ – рівень нижнього б'єфу

Прилиплий (прижятий) струмінь утворюється з віджатого або підтопленого знизу, коли він повністю прижимається до стінки водозливу. Такий тип струменя дуже нестійкий.

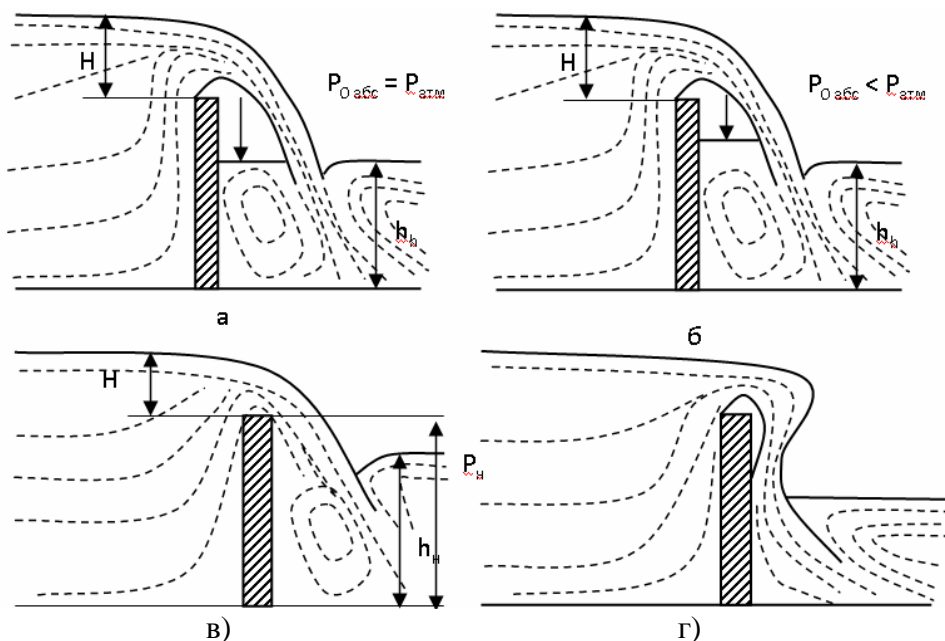


Рисунок 2.2 – Типи струменя під час витікання води через водозлив з тонкою стінкою:

а – вільний, б – віджятий, в – підтоплений знизу, г – прижятий

Якщо зміна рівня води у нижньому б'єфі не впливає на величину напору H , водозлив називається *вільним (непідтопленим)*.

Під час збільшення h_6 до $h_{6н}$ відбувається підтоплення водозливу. При цьому підвищується рівень у верхньому б'єфі, вільна поверхня займає

положення, показане пунктиром (рис. 2.1). Такий водозлив називають **підтопленням**. Перевищення рівня у нижньому б'єфі над гребенем водозливу називається *глибиною підтоплення* – h_n .

Водозливом з широким порогом називають водозлив, у якого товщина стінки (довжина горизонтального порога) $\delta > 2H$ (рис. 2.3). Такі водозливи найчастіше застосовують у гідротехнічній практиці для водозабірних та водоскидних споруд.

Водозливи практичного профілю мають товщину стінки зазвичай у межах $\delta = (0,5-2)H$ (рис. 2.4). Водозливи практичного профілю застосовують як водопропускні споруди за невеликих витрат води і як гасителі енергії, служать водозливними греблями у гідровузлах.

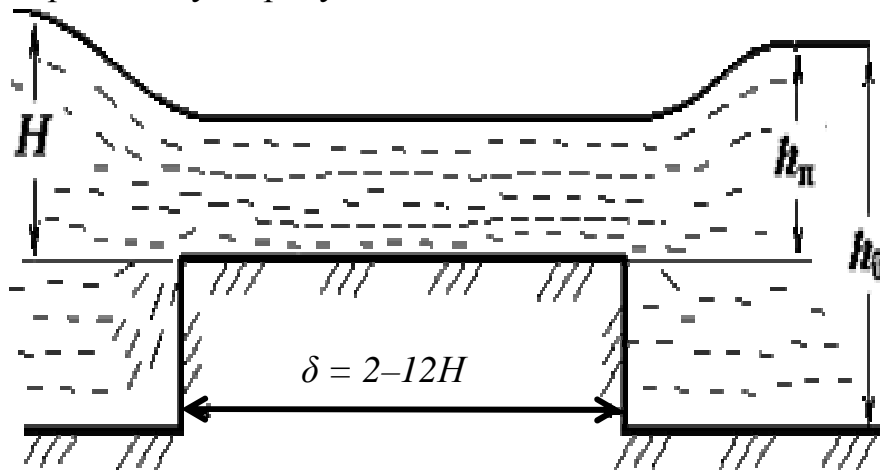


Рисунок 2.3 – Водозлив з широким порогом

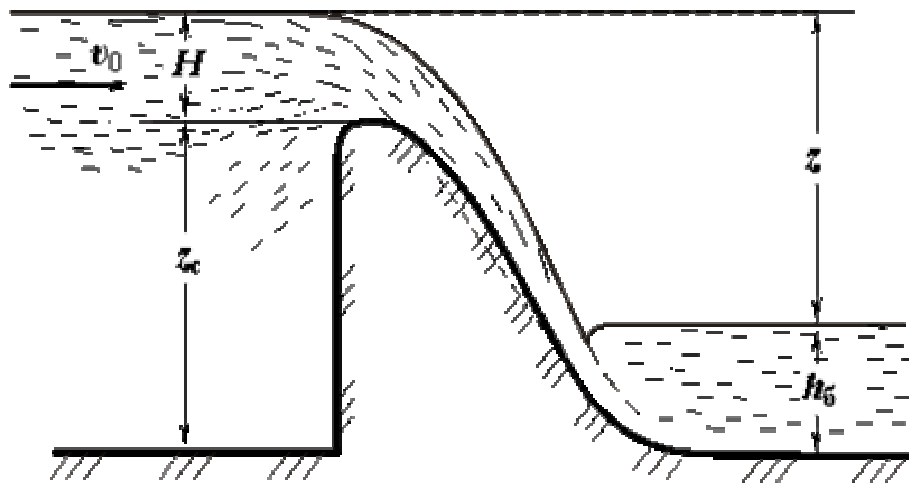


Рисунок 2.4 – Водозлив практичного профілю

Такі водозливи мають різні обриси. Залежно від обрису вони можуть бути вакуумними і безвакуумними. **Безвакуумні** водозливи мають вертикальну (верхову) напірну грань, а зливна (низова) грань окреслена формою нижньої поверхні струменя, який переливається через непідтоплений водозлив з тонкою стінкою.

2.2 Гідравлічний розрахунок водозливу

Витрата води Q через не підтоплені водозливи будь-якого типу визначається за загальною формулою:

$$Q = \sigma_n \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0^{\frac{3}{2}}}, \quad (2.1)$$

де σ_n – коефіцієнт підтоплення;

b – ширина водозливу;

m – коефіцієнт витрати, який залежить від типу та геометрії водозливу, від ступеня бокового стиснення, від режиму роботи;

H_0 – повний напір на водозливі, що визначається з врахуванням швидкості підходу потоку:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g}, \quad (2.2)$$

α – коефіцієнт Коріоліса (коректив кінетичної енергії);

V – швидкість потоку у верхньому б'єфі:

$$V = \frac{Q}{b(H + Z_c)}. \quad (2.3)$$

Якщо $H < 0,5Z_c$, то швидкісний напір можна не враховувати, і вважати, що $H_0 = H$.

У випадку підтоплених водозливів у формулу витрати вводиться коефіцієнт підтоплення $\sigma_n < 1$, який розраховується за емпіричними формулами.

Тоді витрата визначається за формулою:

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{\frac{3}{2}}}. \quad (2.4)$$

Прямокутні водозливи з тонкою стінкою широко застосовуються у лабораторній практиці, в польових умовах під час вимірювання витрати на малих водотоках.

Для незатопленого прямокутного водозливу з підвідним руслом прямокутної форми за умови, що $B > b$, $z_c > 0,5$ м і $H > 0,1$ м, коефіцієнт витрати водозливу можна визначати за залежністю, яка рекомендована Р. Р. Чугаєвим:

$$m = 0,402 + \frac{0,054 \cdot H}{Z_c}. \quad (2.5)$$

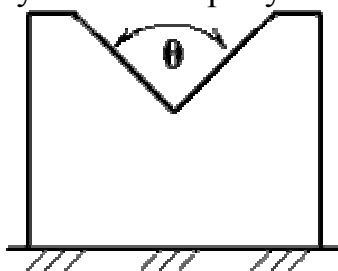
Значення коефіцієнту m для прямокутного водозливу без бокового стиснення коливається у межах 0,4 – 0,5.

Для малих водотоків під час визначення витрати також достатньо часто використовують *трикутні водозливи*, які представляють собою щит з трикутним отвором, що встановлюється в руслі (рис. 2.5). За вільного доступу повітря під струмінь є наступні емпіричні формули для визначення витрати:

1. Кут $\theta = 90^\circ$

$$Q = 1,4 \cdot H^{\frac{5}{2}}. \quad (2.6)$$

Рисунок 2.5 – Трикутний водозлив



2. Якщо значення $22^\circ < \theta < 118^\circ$

$$Q = 1,3319 \cdot \left(\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right)^{0,996} \cdot H^{2,47}. \quad (2.7)$$

Емпіричні формули існують для водозливів різних форм та наводяться у гідравлічних довідниках [5].

Для вимірювання витрати стічних вод на очисних спорудах використовують водомірні лотки – лотки Паршаля та Вентурі [6].

Водомірний лоток *Паршаля* (рис. 2.6) складається з наступних основних частин: підвідного розтруба, горловини, відвідного розтруба.

Лоток встановлюють на каналі прямокутного перерізу шириною не менше 40 см.

Витрату стічних вод під час вільного витікання визначають за формулою:

$$Q = M \cdot H^n. \quad (2.8)$$

де: H – глибина води перед лотком у перерізі II-II, який знаходиться на відстані $2/3l_1$ від горловини, м.

Значення коефіцієнту M і показника ступеня залежать від ширини горловини лотка (табл. 2.1).

Таблиця 2.1 – Значення коефіцієнту M і показника ступеня n

b, м	0,15	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	4,5
M	0,384	0,71	1,182	1,773	2,365	2,958	3,548	10,95
n	1,58	1,522	1,54	1,558	1,572	1,557	1,585	1,6

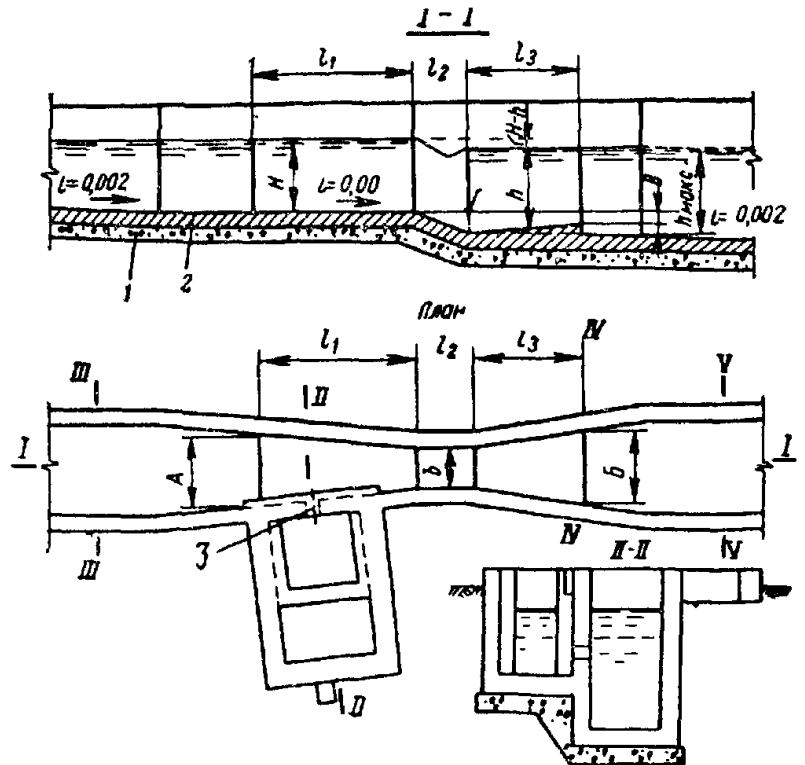


Рисунок 2.6 – Лоток Паршала для вимірювання витрати води

Залежно від мінімального та максимального притоку стічних вод на очисні споруди розраховані типові розміри лотку Паршала, які наведені у таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Типові розміри лотку Паршала

Q _{мін} , л/с	Q _{макс} , л/с	Розміри, см							
		b	l ₁	l ₂	l ₃	2/3l ₁	A	B	B
5	110	25	132,5	60	90	90	78	55	22,5
5	500	30	135	60	90	92,5	84	60	22,5
10	750	50	145	60	90	98,5	108	80	22,5
10	1150	75	157,5	60	90	107	138	105	22,5
20	1500	100	170	60	90	115,5	168	130	22,5
20	2000	125	182,5	60	90	124	198	155	22,5
30	3000	150	195	60	90	132	228	180	22,5

Лотки Вентурі (рис. 2.7) складаються з чотирьох основних частин: вхідної частини, звужуючої частини, горловини та вихідного дифузору. У поперечному перерізі ці частини можуть мати прямокутну, трапецієвидну і U-образну форми.

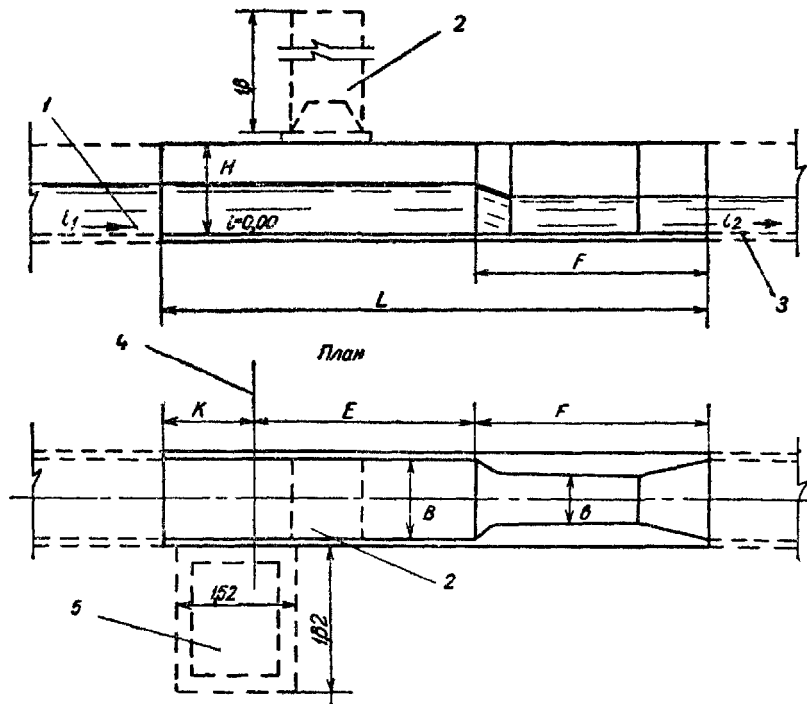


Рисунок 2.7 – Лоток Вентурі:

1 – підвідний лоток; 2 – установка дифманометра у шафі (варіант I); 3 – відвідний лоток; 4 – контрольний переріз лотка; 5 – установка дифманометра в колодязі (варіант II)

Основне рівняння витрати, $\text{м}^3/\text{год.}$, яка вимірюється за допомогою лотків Вентурі, має вигляд:

$$Q = 0,1941 \cdot C_e \cdot C_v \cdot b \cdot H^{3/2}, \quad (2.9)$$

де: b – ширина горловини лотка, м;

H – напір у контрольному створі, м;

C_e – коефіцієнт витрати (0,927 – 0,988);

C_v – коефіцієнт, який враховує вплив швидкості у підвідному каналі (1,002 – 1,147).

Прикладом застосування водозливів можуть бути великі гідротехнічні споруди, очисні споруди систем водопостачання та водовідведення.

Наприклад, наприкінці XX ст. була побудована Асуанська гребля в Єгипті, вона контролює щорічний розлив р. Ніла, і за рахунок її появи Єгипет зміг оптимізувати землеробство і зробити його ефективним (рис. 2.8).



Рисунок 2.8 – Асуанська гребля у Єгипті

До появи греблі р. Нил розливався непередбачено – а від його розливу залежав врожай всього Єгипту. Щорічні розливи забирали життя людей, тому Асуанська гребля була необхідна.

Прикладом гідротехнічного будівництва всесвітнього масштабу є гребля Гувера (США) (рис. 2.9). Всесвітньо відома гребля Гувера являється національною історичною пам'яткою. Вона була побудована у 1936 році й названа в честь тридцять першого президента США Герберта Кларка Гувера (1874–1964), який зіграв велику роль у вирішенні 25-річного спору між сусідніми штатами про розподіл води. Гребля являється найвищою бетонною греблею в Західній півкулі, на будівництво якої пішла така кількість залитого бетону, що хватило б на будівництво дороги протяжністю біля 5000 км. На будівництво греблі Гувера тоді було витрачено 49 млн. доларів.

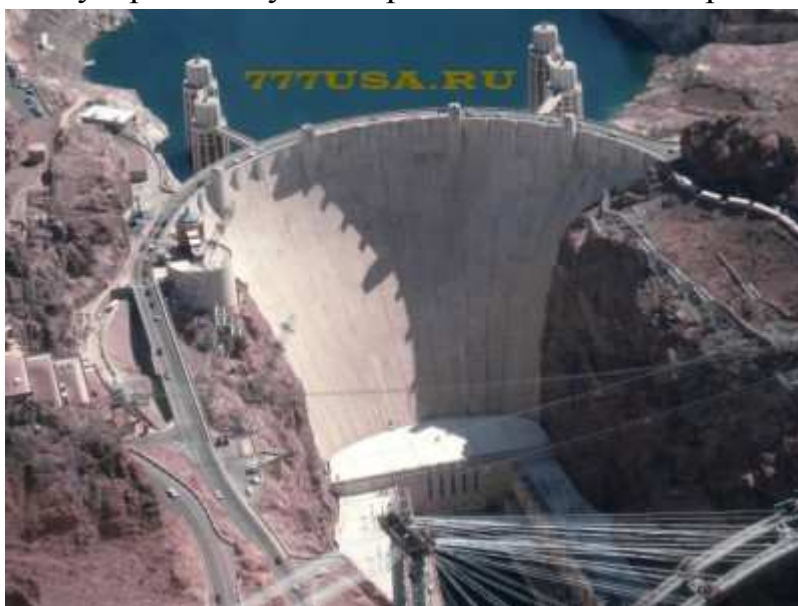


Рисунок 2.9 – Гребля Гувера (США)

Контрольні питання:

1. Дайте визначення водозливу та наведіть основні ознаки, за якими класифікують водозливи.

2. Наведіть основні типи струменя під час витікання води через водозлив з тонкою стінкою.
3. У чому полягає гідравлічний розрахунок водозливів різної форми?
4. Наведіть схеми та принцип розрахунку водомірних лотків Вентурі та Паршаля.

ТЕМА 3 ГІДРАВЛІЧНИЙ СТИБОК. СПРЯЖЕННЯ Б'ЄФІВ

Гідравлічним стрибком називається різке зростання глибини потоку з переходом від бурного до спокійного стану на відносно невеликій довжині русла (рис. 3.1) [2, 3].

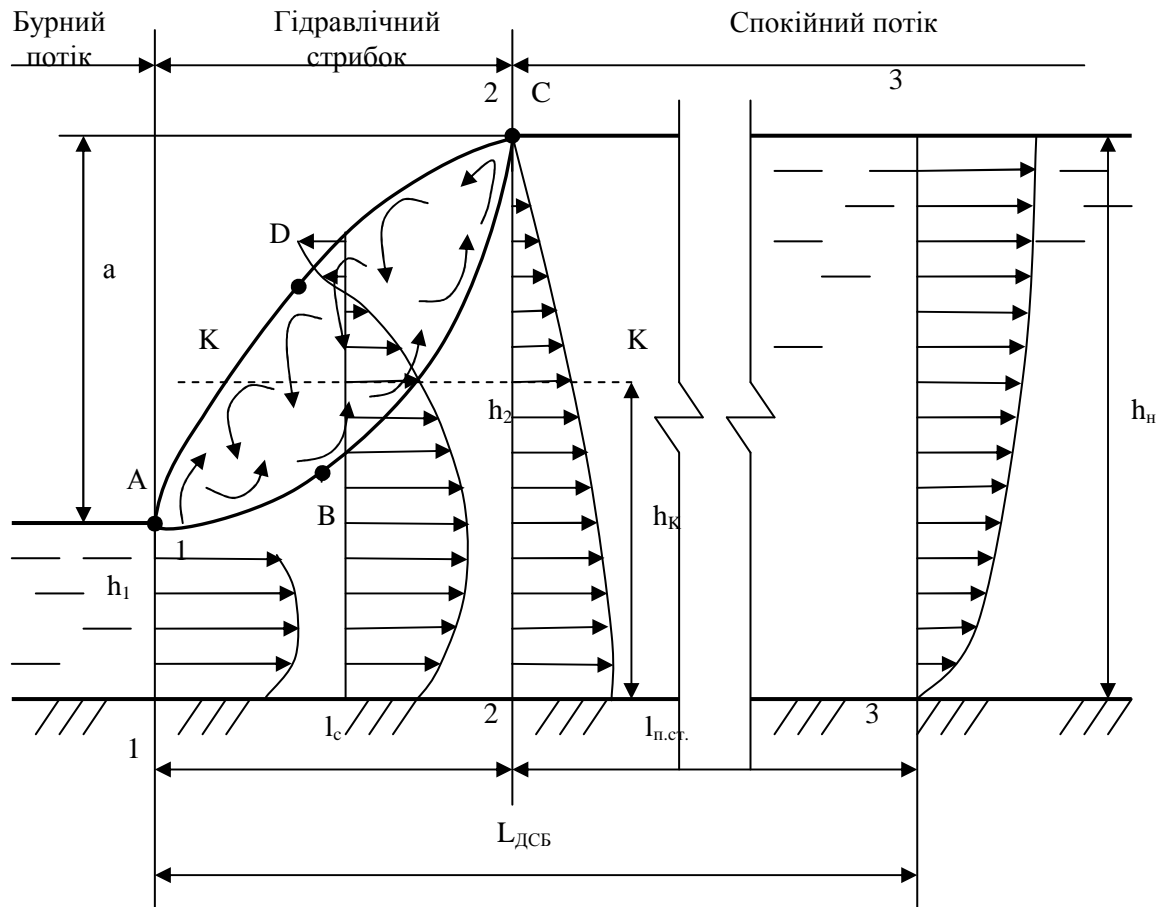


Рисунок 3.1 – Схема гідравлічного стрибка

До стрибка глибина $h_1 < h_k$ (h_k – критична глибина), а наприкінці стрибка глибина потоку $h_2 > h_k$ (рис. 3.1).

Експериментальними дослідженнями виявлено, що в гідравлічному стрибку можна виділити 2 зони: основний струмінь та поверхневий вихор (коловорот).

Лінія розмежування цих двох частин ABC – це осереднена у часі лінія, яка умовно відсікає основний потік з витратою Q від поверхневого коловороту.

Глибини h_1 і h_2 до та після гідравлічного стрибка називаються **взаємними або спряженими глибинами**, а їх різниця $(h_2 - h_1)$ визначає висоту гідравлічного стрибка.

Довжина L ділянки, на якій відбувається різка зміна глибин потоку, називається **довжиною гідравлічного стрибка**.

Зазвичай гідравлічний стрибок виникає під час протікання води через підвищення на дні русла, під час витікання з-під щита або перетіканні через водозлив.

Основні задачі розрахунку гідравлічного стрибка:

- визначення взаємних глибин,
- визначення довжини гідравлічного стрибка,
- визначення супроводжуючих гідравлічний стрибок втрат енергії.

Взаємні глибини визначається співвідношенням:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8V_1^2}{gh_1}} - 1 \right) = f(Fr), \quad (3.1)$$

де: Fr – число Фруда,

g – прискорення сили тяжіння.

Довжина гідравлічного стрибка визначається за емпіричними формулами, наприклад, для прямокутних русел за формулою М. М. Павловського:

$$L = 2,5 (1,9 h_2 - h_1). \quad (3.2)$$

Втрати енергії в гідравлічному стрибку в цьому випадку складуть:

$$\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 \cdot h_2}. \quad (3.3)$$

У разі великих чисел Фруда ($Fr > 2,5$) ці втрати складають більше 50%, тобто гідравлічний стрибок – гарний гаситель енергії. Тому гідравлічний стрибок використовується у гідротехніці, наприклад для захисту від розмивів нижнього б'єфу гребель. Так, якщо витікання води через гідротехнічну споруду відбувається з утворенням відігнутого гідравлічного стрибка, тобто відсунутого на деяку відстань від споруди, то для запобігання розмивів дна нижче споруди влаштовують водобійні колодязі, стінки, щоб наблизити гідравлічний стрибок до споруди (перетворити його в затоплений).

Уздовж гідравлічного стрибка змінюється епюра швидкостей. На рис. 3.1 зображені схеми епюр осереднених швидкостей в перерізах:

- на початку стрибка (де глибина h_1),
- у середині довжини стрибка,
- наприкінці стрибка (де глибина потоку h_2).

Як видно з рис. 3.1 наприкінці стрибка осереднені швидкості (точка С) дорівнюють нулю, а біля дна вони максимальні. Трансформація епюр швидкостей продовжується на деякій довжині $l_{н.см.}$ (до перерізу 3–3), яка називається **довжиною після стрибкової ділянки**. За перерізом 3–3 вниз за течією епюри швидкостей відповідають розподілу швидкостей під час рівномірного або нерівномірного руху.

Якщо глибина уздовж потоку в нижньому б'єфі за перерізом 3–3 $h_n = \text{const}$, то епюра швидкостей являється *постійною*.

Довжина трансформації епюр швидкостей між перерізами 1–1 та 3–3 називається *ділянкою спряження б'єфів*, яка в загальному випадку дорівнює:

$$l_{\text{пст}} = l_c + (10...30)h_n, \quad (3.4)$$

де: l_c – довжина гідравлічного стрибка;
 $l_{\text{пст}}$ – довжина після стрибкової ділянки;
 h_n – глибина потоку в нижньому б'єфі.

Спряжені глибини досконалого гідравлічного стрибка в призматичних руслах з будь-якою формою поперечного перерізу можна визначити за допомогою графіка стрибкової функції (рис. 3.2):

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega} + y_c \cdot \omega = \Pi(h), \quad (3.5)$$

де: ω – площа живого перерізу потоку з глибиною h ,
 y_c – глибина занурення геометричного центру площі ω .

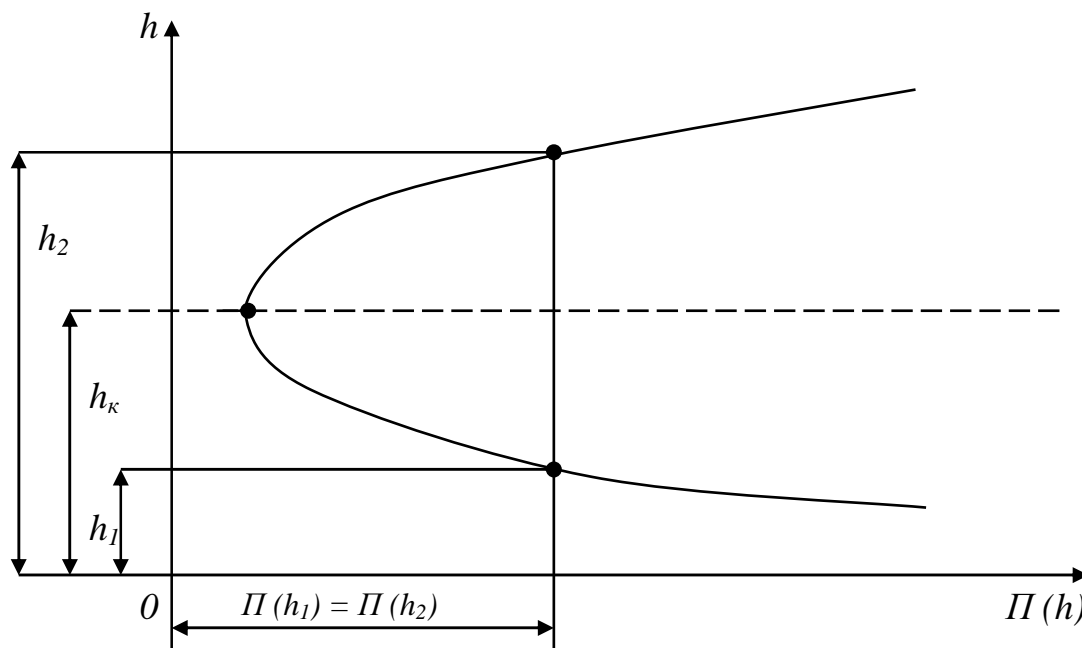


Рисунок 3.2 – Графік стрибкової функції

Функція $\Pi(h)$ називається *стрибковою функцією*.

3.1 Визначення довжини гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвильового стрибка

Довжину досконалого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі при $b = const$ та ухилі дна $i = 0$ можна визначити за формулами [3, 5]:

❖ М. Д. Чертоусова

$$l_c = 10,3h_1 \left(\sqrt{Fr_1} - 1 \right)^{0,81}, \quad (3.6)$$

❖ С. К. Кузнецова

$$l_c = 16,7(h_k - h_1) \quad (3.7)$$

❖ А. М. Айвазяна

$$l_c = \frac{8 \cdot (10 + \sqrt{Fr_1})}{Fr_1} \cdot \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 \cdot h_2}, \quad (3.8)$$

де: h_1, h_2 – перша та друга спряжені глибини стрибка;
 Fr_1 – число Фруда, яке розраховано за формулою

$$Fr_1 = \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{gh_1} \succ 3. \quad (3.9)$$

Можна визначити довжину гідравлічного стрибка у прямокутному руслі, що розширюється, за формулою *А.Ф. Васильєва*

$$l_{cp} = \frac{l_c}{\left[1 + 0,052 \left(\frac{l_c}{r} \right) \right]}, \quad (3.10)$$

де l_c – довжина стрибка у прямокутному руслі за умови, що

$$Fr_1 = \frac{\alpha}{gh_1^3} \left(\frac{Q}{\beta \cdot r} \right)^2, \quad (3.11)$$

де: $r = b_1 / \left[2 \sin \left(\frac{\beta}{2} \right) \right],$

b_1 – ширина дна при глибині h_1 ;

$\beta = \beta^0 / 57,3$ – кут розширення, рад.

За умови, що кути розширення $\beta < 150$ маємо $\beta r \approx b l$. Тоді

$$Fr_1 = \frac{Q^2}{g b_1^2 h_1^3} = \left(\frac{h_{K1}}{h_1} \right)^3. \quad (3.12)$$

Довжину стрибка у трапецієвидному руслі з постійною шириною дна можна визначити за формулою С. Мейєрова [3]

$$l_{пт} = l_c \left(1 + 1,76 \frac{m(h_2 - h_1)}{\chi_1} \right), \quad (3.13)$$

де: l_c – довжина стрибка у прямокутному руслі;
 χ_1 – змочений периметр у перерізі з глибиною h_1 ;
 m – коефіцієнт закладення відкосів каналу.

Довжину стрибка в руслах з ухилом дна $i > i_k$ наближено можна визначити за формулою

$$l_{ст} = l_c (1 + k \cdot i), \quad (3.14)$$

де: l_c – довжина стрибка якщо $i = 0$;
 k – коефіцієнт збільшення довжини стрибка якщо $i > 0$.
 За даними Г. М. Косякової $k = 3$, а за даними Г. К. Ілчева $k = 3,75$.

Глибину під гребенем першої хвилі в прямокутному руслі при $b = const$ наближено можна визначити за формулою С. К. Кузнецова

$$l_{cx} = 13,4(h_k - h_1). \quad (3.15)$$

Якщо число $Fr_1 = (1,5 \dots 3)$, то найбільшу глибину хвильового стрибка $h_{хв}$ можна визначити за формулою М.С. Красітського

$$h_{хв} = h_1 [1 + 0,72(Fr_1 - 1)]. \quad (3.16)$$

Співвідношення між спряженими глибинами хвильового стрибка $\eta_2 = h_2/h_1$. За дослідженнями А.А. Рябенко можна визначити за формулою

$$\eta_2 = \frac{1}{3} \left[2\beta_1 + Fr_1 - \sqrt{(2\beta_1 + Fr_1)^2 - 3(2\beta_1 + Fr_1 - 1)} \right]. \quad (3.17)$$

За дослідженнями А.А. Рябенко при числах $Fr_1 > 2$ можна приймати, що $\beta_1 = 1$, а якщо $Fr_1 = (1,1 \dots 1,5) - \beta_{1max} = 1,045$.

У випадку, коли $\beta_1 = 1$

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{1}{3} h_1 (1 + Fr_1) \\ h_{XB} &= h_1 \cdot Fr_1 \end{aligned} \right\}. \quad (3.18)$$

3.2 Визначення найменшої глибини за спорудою у нижньому б'єфі

Для визначення глибини h_c у нижньому б'єфі споруд використаємо рівняння Бернуллі, яке запишемо для перерізів 1–1 і С–С відносно площини порівняння 0–0 (рис. 3.3).

Припустимо, що у живих перерізах 1–1 і С–С рух рідини такий, що плавно змінюється, й п'єзометричні напори рівні:

$$\left. \begin{aligned} H_{п1} &= z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = T; \\ H_{п2} &= z_2 + \frac{P_2}{\rho g} = h_c. \end{aligned} \right\}. \quad (3.19)$$

Тоді рівняння Бернуллі відносно площини 0–0 набуде такого вигляду:

$$\begin{aligned} T + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} &= h_c + \frac{\alpha_c V_c^2}{2g} + h_{w(1-C)}, \\ T_0 &= h_c + \frac{V_c^2}{2g} (\alpha_c + \xi), \end{aligned} \quad (3.20)$$

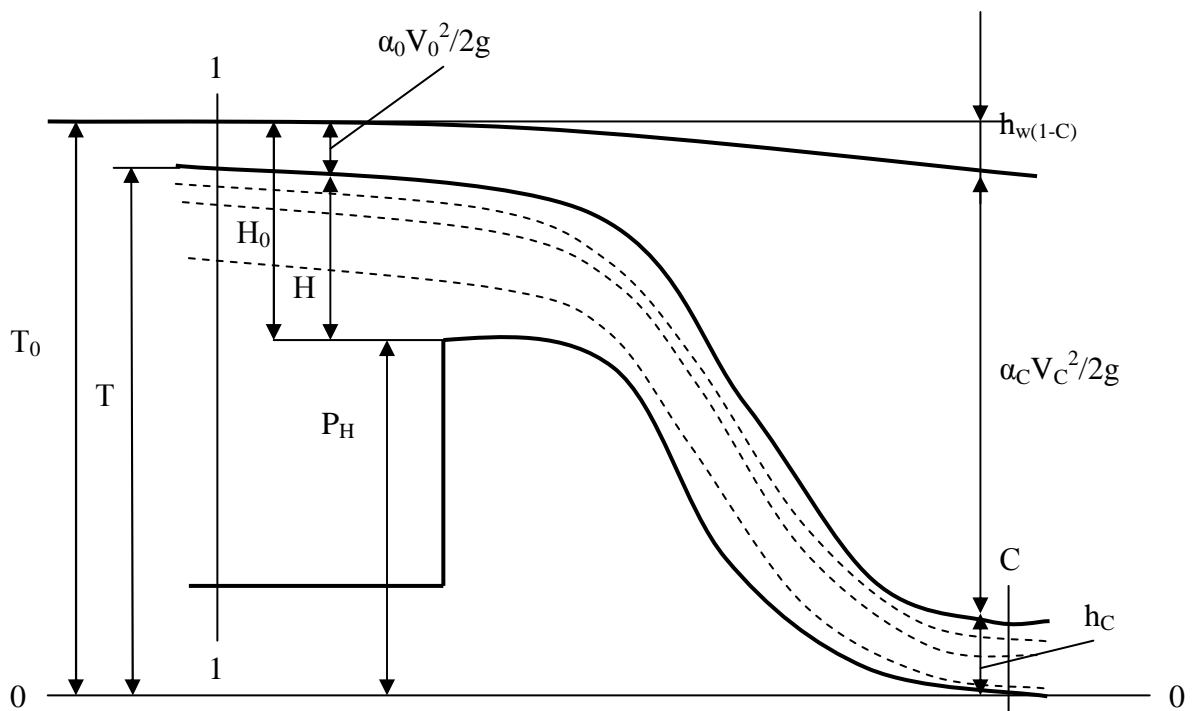


Рисунок 3.3 – Схема визначення найменшої глибини за спорудою у нижньому б'єфі

де: T_0 – повна питома енергія потоку в перерізі 1–1

$$T_0 = T + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} \quad (3.21)$$

V_0 – середня швидкість потоку в перерізі 1–1;

$VC = Q / \omega_C$ – середня швидкість потоку в перерізі C–C;

ω_C – площа живого перерізу потоку за глибини h_C ;

ξ – коефіцієнт гідравлічних опорів між перерізами 1–1 та C–C.

З рівняння:

$$T_0 = h_c + \frac{V_c^2}{2g} (\alpha_c + \xi) \Rightarrow V_c = \varphi_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}, \quad (3.22)$$

де φ_c – коефіцієнт швидкості $\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \xi}}$.

Величина коефіцієнта φ_c залежить від типу і геометричних розмірів споруди та гідравлічних параметрів потоку. Наприклад, для водозливу з щитом

$$\varphi_1 = 0,98 \cdot \varphi_c, \quad (3.23)$$

де

$$\varphi_c = 0,97 + 0,19 \lg \left(\frac{H_0}{P_H} \right). \quad (3.24)$$

Для перепадів у прямокутному руслі при атмосферному тиску під падаючою струминою

$$\varphi_c = 0,989 - 0,039 \frac{P}{h_K}, \quad (3.25)$$

де h_K – критична глибина в прямокутному руслі. Формула (3.25) є апроксимацією дослідних даних Ю.С. Алексєєва при $P/h_K = 1..10$.

Для перепадів в прямокутному руслі і атмосферному тиску під падаючою струминою можна використати формулу Ю.С. Алексєєва

$$\varphi_c = 0,882 + 0,173 \lg \frac{H_0}{P}, \quad (3.26)$$

де $H_0 = H + \alpha V_0^2 / 2g$ – повний напір перед водозливом, висота якого P_B .

Для перепаду без відриву струмини та куті похилу поверхні $\beta = 9-30^\circ$ і $P/h_K = 3..15$ величину φ_c на основі досліджень [1] наближено можна визначити за формулою

$$\varphi_c = 1,02 - (0,038 - 0,051 \sin \beta) \frac{P}{h_K}, \quad (3.27)$$

де h_K – критична глибина в прямокутному руслі.

Враховуючи, що $V_c = Q/\omega_c$

$$Q = \varphi_c \omega_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}. \quad (3.23)$$

Це загальне рівняння визначення глибини h_c у стисненому перерізі в нижньому б'єфі гідротехнічної споруди.

В переважній більшості випадків русло нижнього б'єфу, безпосередньо за спорудою, має прямокутну форму. Для визначення глибини h_c в прямокутному руслі рівняння (3.23) запишемо у вигляді

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi_c^2 2g(h_c B)^2}, \quad (3.24)$$

або

$$T_0 = h_c + \frac{q^2}{\varphi_c^2 2gh_c^2}, \quad (3.25)$$

де: $q = Q/B$ – питома витрата;

B – ширина дна нижнього б'єфу в перерізі С–С.

Рівняння (3.24) та (3.25) – це кубічні рівняння відносно h_c з вільним членом. Для визначення дійсного кореня цих рівнянь можна використати спосіб наближень:

$$h_c = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}}. \quad (3.26)$$

Тоді для першого наближення глибину h_c в правій частині рівняння (3.26) можна взяти рівною нулю. В наступних наближеннях під знак кореня потрібно підставляти ті значення h_c , які одержуємо в результаті обчислень після кожного наближення. В переважній більшості випадків ітераційний процес можна закінчувати після двох-трьох наближень.

3.3 Гідравлічний розрахунок водобійної стінки

Для зменшення кінетичної енергії потоку в нижніх б'єфах гідротехнічних споруд використовують спеціальні конструкції, які називаються гасителями енергії. До найпростіших гасителів належать: водобійні стінки (суцільні та прорізні), водобійні колодязі, комбіновані водобійні колодязі (рис. 3.4).

У разі відігнутого стрибка водобійна стінка повинна утворити глибину $h > h_2$, де h_2 – друга спряжена глибина стрибка, яка відповідає розрахунковій витраті Q_p .

Для визначення висоти водобійної стінки припускають, що вона працює як деякий водозлив. Відповідно цьому висота стінки

$$C = \sigma_3 \cdot h_2 - H_c, \quad (3.27)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення гідравлічного стрибка;

h_2 – друга спряжена глибина стрибка при витраті Q_p ;

H_c – напір над водобійною стінкою, який визначають за формулою:

$$H_c = \left(\frac{Q_p}{\sigma_n \cdot m_c \cdot B_{CT} \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (3.28)$$

де: B_{CT} – довжина стінки;

$\sigma_n = f(h_n / H_c)$ – коефіцієнт підтоплення водобійної стінки з боку нижнього б'єфу;

h_n – глибина підтоплення стінки

$$h_n = h_n - C, \quad (3.29)$$

m_c – коефіцієнт витрати водобійної стінки як водозливу. Він залежить від типу водобійної стінки (суцільна, прорізна) та її розмірів і напору H_c .

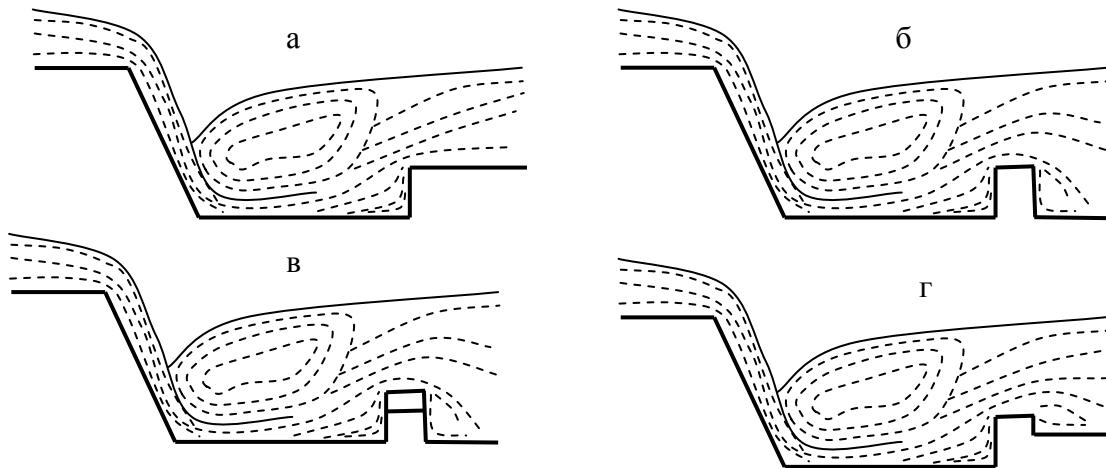


Рисунок 3.4 – Схеми простих гасників енергії:

а – водобійний колодязь; б – суцільна водобійна стінка; в – прорізна водобійна стінка; г – комбінований водобійний колодязь

Коефіцієнт витрати суцільної водобійної стінки можна визначити за формулою Р.Р. Чугаєва $m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_B}$. Для визначення коефіцієнта

підтоплення суцільної водобійної стінки σ_n при $(h_n / H_c) > 0,4$ можна використати формулу

$$\sigma_n = \sqrt{1 - \left(1,8 \frac{h_n}{H_c} - 0,8\right)^2}, \quad (3.30)$$

де: H_c, h_n – визначаються за формулами (3.28), (3.30). Якщо $(h_n / H_c) < 0,4$, то $\sigma_n = 1$.

Оскільки перед початком розрахунків невідомо, водобійна стінка підтоплена чи не підтоплена, то невідоме значення і коефіцієнта підтоплення стінки σ_n . Окрім цього невідоме також значення коефіцієнта витрати m_c , тому що $m_c = f(C, H_c)$. У цьому разі висоту водобійної стінки можна визначити графоаналітичним способом. Хід розрахунків може бути таким:

- задаються кількома значеннями висоти стінки C ;
- обчислюють величини H_c, h_n, m_c, σ_n і за формулою (3.28) визначають витрати

$$Q = \sigma_n \cdot m_c \cdot B_{CT} \sqrt{2g} \cdot H_c^{3/2}. \quad (3.31)$$

Результати розрахунків доцільно зводити в таблицю за такою формою (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 – Гідравлічний розрахунок водобійної стінки

C	$H_c = \sigma_3 \cdot h_2 - C$	$h_n = h_n - C$	σ_n	m_c	Q
C_1					$Q_1 < Q_p$
C_2					Q_2
C_3					$Q_3 > Q_p$

За даними таблиці 3.1 будують графік $C = f(Q)$ (рис. 3.5), за допомогою якого визначають висоту стінки C .

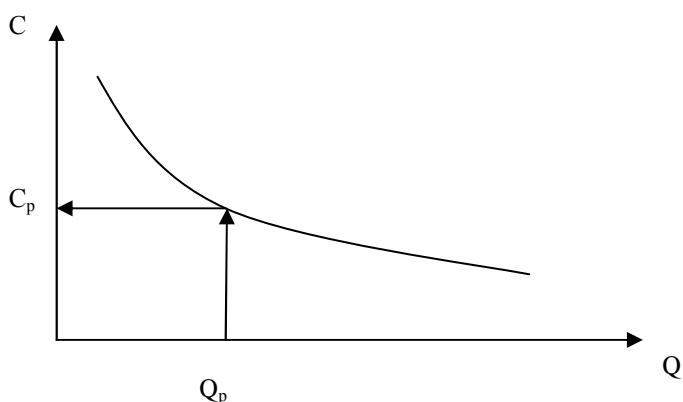


Рисунок 3.5 – Схема графіка $C = f(Q)$ для визначення висоти водобійної стінки

Відстань до водобійної стінки від перерізу з глибиною h_1 визначають за формулою

$$l_K = \beta \cdot l_C, \quad (3.32)$$

де: l_C – довжина гідравлічного стрибка;

$\beta = 0,7 \dots 0,9$ – коефіцієнт зменшення гідравлічного стрибка.

Якщо водобійна стінка висока, то за нею може утворитись відігнаний гідравлічний стрибок. Можливість утворення цього явища перевіряють таким чином: використовуючи наступну формулу визначають стиснену глибину за стінкою

$$h_{C1} = \frac{Q}{\varphi_C \cdot B_{CT} \sqrt{2g \cdot (T_{0C} - h_{C1})}}, \quad (3.33)$$

де: φ_C – коефіцієнт швидкості, що враховує втрати енергії під час переливу потоку через водобійну стінку, значення якого при $C/h_K = 0,5 \dots 3,5$ можна визначити за формулою

$$\varphi_C = 1,03 - 0,057 \cdot C / h_K, \quad (3.34)$$

де: h_K – критична глибина. Якщо $C/h_K < 0,5$, то $\varphi_C = 1$;

T_{0C} – повна питома енергія потоку відносно дна нижнього б'єфу за стінкою

$$T_{0C} = \sigma_3 \cdot h_2 + \frac{\alpha Q_p^2}{2g(B_{CT} \cdot \sigma_3 \cdot h_2)^2}, \quad (3.35)$$

де: $\alpha = 1,1 \dots 1,2$ – коефіцієнт кінетичної енергії потоку в перерізі з глибиною $h = \sigma_3 h_2$;

B_{CT} – довжина водобійної стінки.

Приймаючи, що перша спряжена глибина стрибка $h_1 = h_{C2}$, за рівнянням гідравлічного стрибка визначають другу спряжену глибину стрибка h_2 . Якщо $h_2 > h_n$, то за стінкою стрибок відігнаний і потрібно запроектувати другу водобійну стінку або замість водобійних стінок взяти інший гаситель енергії, наприклад, водобійний колодязь чи комбінований водобійний колодязь.

Слід зазначити, що тип гасника впливає на вартість ділянки спряження б'єфів та гідротехнічної споруди в цілому. Тому гідравлічні розрахунки спряження б'єфів потрібно виконувати одночасно з оцінкою вартості споруди.

3.4 Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя

В результаті гідравлічних розрахунків потрібно визначити глибину колодязя d та його довжину l_K (рис. 3.6).

Глибину водобійного колодязя можна визначити кількома способами:

1) Припускають, що вихід з водобійного колодязя працює як затоплений водозлив з широким порогом (рис. 3.6, а).

Виходячи з того, що колодязь повинен утворити глибину води для затоплення стрибка, у відповідності зі схемою рис. 3.6,а, глибину колодязя можна визначити за формулою

$$d = \sigma_3 h_2 - h_H - z, \quad (3.36)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_2 – друга спряжена глибина стрибка при розрахунковій витраті Q_p ;

h_H – глибина води в нижньому б'єфі при витраті Q_p ;

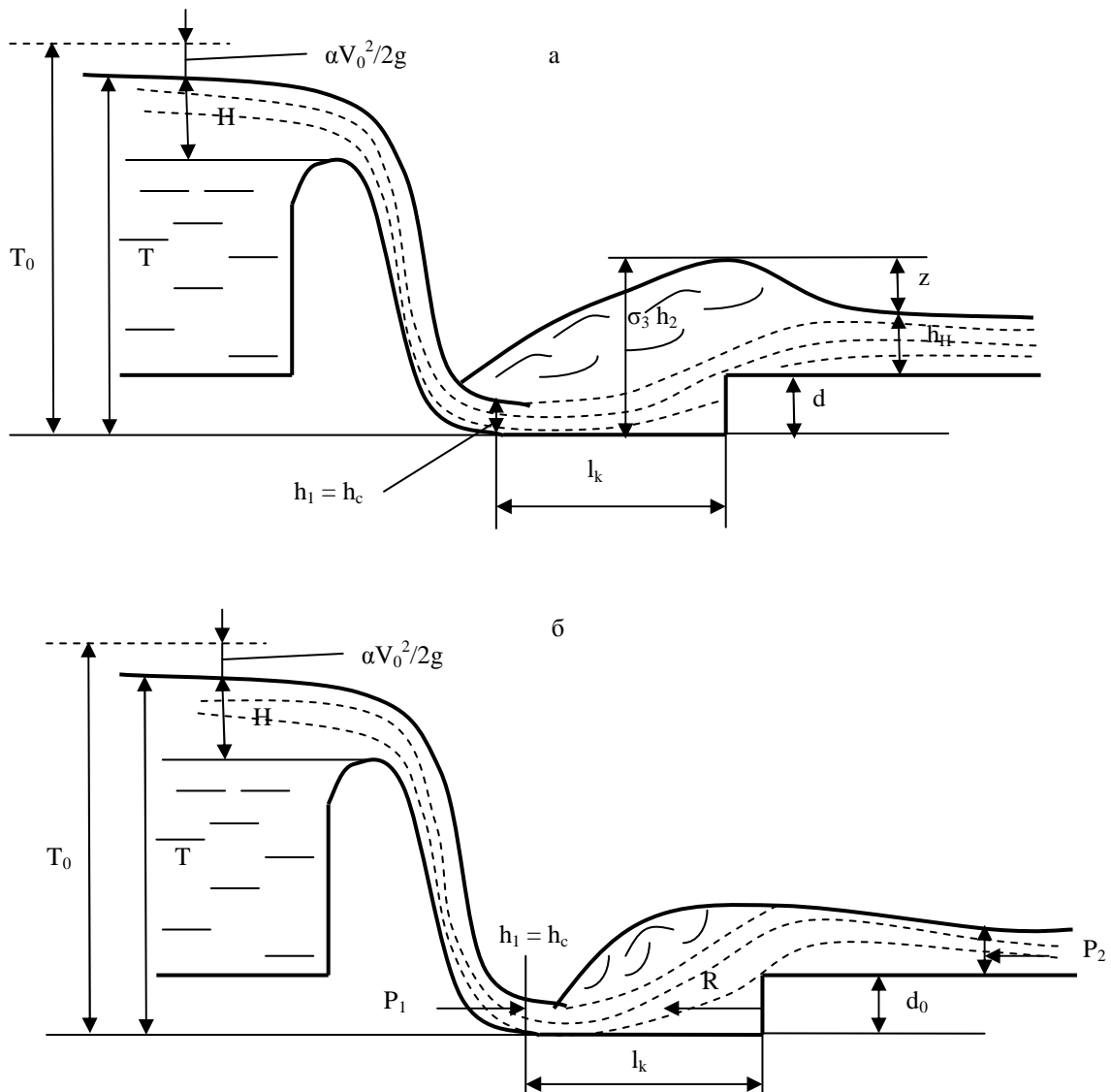


Рисунок 3.6 – Схема до розрахунку глибини водобійного колодязя:
а – за формулою (3.35), б – за формулою (3.44).

Z – гідравлічний перепад, для визначення якого використовують формулу пропускну здатності водозливу з широким порогом, тобто

$$z_0 = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_p}{\varphi_n B_K h_n} \right)^2, \quad z = z_0 - \frac{\alpha Q_p^2}{2g(\sigma_3 h_2 B_K)^2}, \quad (3.37)$$

де: $\varphi_n = 0,98 \dots 0,99$ – коефіцієнт швидкості;

B_K – ширина водобійного колодязя в площині вертикального уступу.

Оскільки, під час влаштування водобійного колодязя потенціальна енергія потоку верхнього б'єфу збільшується на величину d , то глибина потоку в перерізі С–С дещо зменшиться, а друга спряжена глибина стрибка трохи збільшиться. Тому потрібно виконати уточнення глибини колодязя. Для цього за наступною формулою уточнюють глибину в стисненому перерізі С–С:

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2g(T_{01} - h_{c1})}}, \quad (3.38)$$

де: $T_{01} = T_0 + d$.

Приймаючи, що перша спряжена глибина $h_1 = h_{c1}$, за формулою спряжених глибин визначають нове значення другої спряженої глибини стрибка h_2 і за формулами (3.36), (3.37) обчислюють глибину водобійного колодязя в другому наближенні.

Як правило третього наближення не виконують.

2) Для визначення глибини колодязя, яка утворює присунутий до перерізу С–С гідравлічний стрибок, складемо рівняння зміни кількості руху в потоці між перерізами з глибинами h_C і h_H в проекціях на горизонтальну вісь:

3)

$$\alpha_0 \rho Q (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 - R, \quad (3.39)$$

де: R – реакція водобійного уступу, висота якого дорівнює d_0 (рис. 3.6, б);

P_1, P_2 – сили гідродинамічного тиску в перерізах 1–1, 2–2. Припустимо, що P_1 і P_2 можна визначити за законами гідростатики, тобто:

$$P_1 = \rho g y_{c1} \omega_1 = \rho g \frac{h_C}{2} h_C B = \rho g \frac{h_C^2}{2} B; \quad (3.40)$$

$$P_2 = \rho g y_{c2} \omega_2 = \rho g \frac{h_H}{2} h_H B = \rho g \frac{h_H^2}{2} B, \quad (3.41)$$

де: B – ширина колодязя.

Підставимо значення P_1 і P_2 із (3.40) – (3.41) в рівняння (3.39) і розділимо всі члени рівняння на $\rho g B$. Тоді дістанемо

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g B^2} \left(\frac{1}{h_H} - \frac{1}{h_C} \right) = \frac{h_C^2}{2} - \frac{h_H^2}{2} - \frac{R}{\gamma}, \quad (3.42)$$

де: γ – питома вага рідини.

Припустимо, що корегуючий коефіцієнт кількості руху α_0 дорівнює корегуючому коефіцієнту кінетичної енергії α . Тоді вираз $\alpha_0 Q^2 / (g B^2) = h_K^3$, де h_K – критична глибина в прямокутному руслі.

Рівняння (3.42) пишемо в такому вигляді

$$\frac{h_K^3}{h_C} + \frac{h_C^2}{2} = \frac{h_K^3}{h_H} + \frac{h_H^2}{2} + \frac{R}{\gamma}. \quad (3.43)$$

Рівняння (3.43) – це рівняння підпертого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі.

Якщо довжина колодязя $l_K \geq l_C$ (де l_C – довжина вільного досконалого стрибка), то реакцію R можна визначити за гідростатичним законом. Тоді, приймаючи, що перед уступом d_0 глибина води $h = h_2$, одержимо

$$R = \gamma \cdot h_{\text{цв}} \cdot \omega_y = \gamma \left(h_2 - \frac{d_0}{2} \right) d_0, \quad (3.44)$$

де: $h_{\text{цв}}$ – глибина занурення геометричного центру площі перерізу з глибиною h_2 .

Підставляючи значення R із (3.44) в рівняння (3.43), одержимо

$$d_0 = h_2 - \sqrt{h_2^2 - A}, \quad (3.45)$$

де параметр A дорівнює:

$$A = (h_H - h_C) \cdot \left(\frac{2h_K^3}{h_C \cdot h_H} - h_H - h_C \right). \quad (3.46)$$

Якщо довжина стрибка $l_K < l_C$, то реакція водобійного виступу R відрізняється від тієї, що обчислена за формулою (3.44). У цьому разі для визначення реакції колодязя R використовують експериментальні залежності та графіки.

Для утворення затопленого стрибка глибину d_0 потрібно збільшити. З урахуванням затоплення стрибка глибину колодязя пропонують такою

$$d = \sigma_3 d_0 + (\sigma_3 - 1) \cdot h_H, \quad (3.47)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_H – глибина води в нижньому б'єфі при розрахунковій витраті Q_p .

Якщо глибину колодязя визначати за формулами (3.36) і (3.47), то довжину колодязя можна призначати в межах:

$$l_k = \beta \cdot l_c = (0,8 \dots 1,0) l_c. \quad (3.48)$$

Розглянемо приклад: визначити висоту суцільної водобійної стінки, якщо витрата споруди $Q = 55 \text{ м}^3/\text{с}$, перша спряжена глибина стрибка $h_1 = 0,73 \text{ м}$, глибина води в нижньому б'єфі $h_H = 2,5 \text{ м}$, коефіцієнт затоплення стрибка $\sigma_3 = 1,05$, ширина нижнього б'єфу $B = 8,8 \text{ м}$.

Розв'язання

Визначаємо критичну глибину

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot B^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 55^2}{9,81 \cdot 8,8^2}} = 1,58 \text{ м}.$$

Далі обчислюємо другу спряжену глибину стрибка

$$h_2 = 0,5 \cdot 0,73 \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,58}{0,73} \right)^3} - 1 \right) = 2,94 \text{ м}.$$

Оскільки $h_2 = 2,9 \text{ м} > h_H = 2,5 \text{ м}$, то стрибок відігнаний. Припустимо, що водобійна стінка працює як водозлив, коефіцієнт витрати якого можна визначити за формулою (3.40). в першому наближенні вважаємо, що водобійна стінка є непідтопленою з боку нижнього б'єфу. Тоді коефіцієнт підтоплення $\sigma_{II} = 1$.

Задаючись висотами водобійної стінки C , визначаємо витрати

$$Q = \sigma_n \cdot m_c \cdot B_{CT} \sqrt{2g} \cdot H_c^{3/2},$$

де m_c – коефіцієнт витрати. Результати розрахунків зведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Результати розрахунків водобійної стінки

$C, \text{ м}$	$H_c = \sigma_3 \cdot h_2 - C, \text{ м}$	H_c / C	m_c	$Q, \text{ м}^3/\text{с}$
1	2,09	2,09	0,515	60,66
1,2	1,89	1,57	0,487	49,32
1,5	1,59	1,06	0,459	35,68

За даними табл. 3.2 будуємо графік $C = f(Q)$ (рис. 3.7), за допомогою якого при $Q = 55 \text{ м}^3/\text{с}$ знаходимо висоту водобійної стінки $C = 1,1 \text{ м}$.

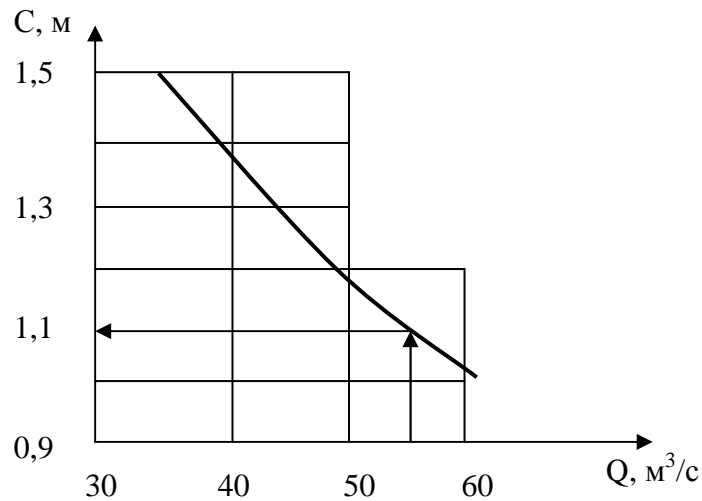


Рисунок 3.7 – Графік для визначення висоти водобійної стінки (до прикладу).

Контрольні питання

1. Дайте визначення та наведіть схему гідравлічного стрибка.
2. Наведіть алгоритм визначення взаємних глибин під час утворення гідравлічного стрибка.
3. Наведіть алгоритм визначення довжини гідравлічного стрибка.
4. Наведіть основні формули, які використовують для визначення довжини гідравлічного стрибка.
5. Як виконують визначення найменшої глибини за спорудою у нижньому б'єфі?
6. У чому полягає гідравлічний розрахунок водобійної стінки?
7. У чому полягає гідравлічний розрахунок водобійного колодезя?

ТЕМА 4 МОСТИ, ТРУБИ ТА ТРУБЧАТІ СПОРУДИ

4.1 Малі мости

До малих мостів належать мости, повна довжина яких не перевищує 25 метрів. Малі мости влаштовуються:

- як водопропускні споруди на автомобільних та залізничних дорогах;
- під час перетину сухих логів і русел періодично діючих водотоків, зрошувальних каналів;

Вони мають стандартні отвори (відстань між устоями або опорами): 2; 3; 4; 5; 6; 7; 10; 12,5 і 20 м [5, 8]. Гідравлічний розрахунок малих мостів полягає у:

1) розрахунку вхідної ділянки, що дозволяє визначити його геометричні розміри – довжину моста і підвищення низу пролітної будівлі;

2) розрахунку вихідної ділянки, що дає можливість визначити швидкість потоку на виході з споруди і вирішити питання про захист русла від розмиву зі сторони нижнього б'єфу.

Малі мости бувають:

- однопрольотні;
- багатопрольотні.

Типи устоїв малих мостів бувають:

- полегшені (системи М. О. Словінського) (рис. 4.1, а);
- з відкосними крилами (рис. 4.1, б);
- з зворотними стінками (рис. 4.1, в);
- естакадні з конусами (рис. 4.1, г).

Малий міст зазвичай стискує потік, що викликає підвищення рівня води у верхньому б'єфі, тобто перед мостом. *Найменше підвищення низу прольотної будівлі* можна визначити за залежністю:

$$H_{\min} = \sigma_K H + \Delta_{\min}, \quad (4.1)$$

де: σ_K – коефіцієнт, що враховує зниження кривої підпора у вхідному перерізі, який приймають 0,75–0,85 (за даними В.В. Смилова);

H – напір води перед мостом при розрахунковій витраті;

Δ_{\min} – технічний запас низу прольотної будівлі над рівнем води, приймається за таблицею 4.1.

Таблиця 4.1 – Технічний запас низу прольотної будівлі над рівнем води

Умови протікання потоку	Значення Δ_{\min} , м, для		
	Автомобільних доріг	Залізничних доріг при витратах	
		розрахунковій	найбільшій
При напорі води перед мостом			
$H \leq 1$ м	0,5	0,5	0,25
$H > 1$ м	0,5	0,75	0,25
На селевих потоках	1	–	1



а)



б)



в)



г)

Рисунок 4.1 – Типи малих мостів:

а – полегшені (системи М. О. Словінського); б – з відкосними крилами;
в – з зворотними стінками; г – естакадні з конусами

Допустимий напір води перед мостом визначається з умови:

$$H = \frac{H_{\text{нас}} - \Delta}{\sigma_k}, \quad (4.2)$$

де: $H_{\text{нас}}$ – висота насипу;

$$\Delta = h_{\text{буд}} + \Delta_{\text{min}}, \quad (4.3)$$

$h_{\text{буд}}$ – будівельна висота прольотної будівлі.

Отвір малого моста працює за схемою водозливу з широким порогом.

4.2 Розрахунок отворів малих мостів і труб з врахуванням акумуляції

Розрахунки отворів малих мостів і труб з врахуванням акумуляції проводяться:

- у разі переваги зливогого стоку у всіх випадках,
- у разі переваги снігового стоку (тільки у разі відсутності можливості заносів снігом ярів перед спорудами).

Акумуляція не враховується в районах з тривалими зливами, а також під час розрахунків отворів споруд за витратами селевого, льодяного і ґрунтового стоків.

Розрахунки отворів малих споруд з врахуванням акумуляції за витратами зливогого стоку виконується спрощеним або уточненим графічним способом.

Спрощений спосіб застосовують:

- а) для попередніх міркувань у передпроектних стадіях проектування;
- б) у всіх стадіях проектування місцевих автомобільних доріг;
- в) у всіх випадках проектування залізничних і автомобільних доріг, якщо зменшення розрахункових зливових витрат у разі врахування акумуляції не перевищує 30 %.

Уточнений спосіб застосовується у всіх стадіях проектування залізничних і автомобільних доріг, якщо зменшення розрахункових зливових витрат у разі врахування акумуляції дорівнює або більше 30 %.

Розрахунок отворів малих штучних споруд з врахуванням акумуляції за витратами снігового стоку, якщо таке врахування акумуляції допустиме, виконується також двома способами: за спрощеною формулою або графоаналітичним способом.

Спрощена формула застосовується:

- а) для попередніх міркувань у передпроектних стадіях проектування;
- б) у всіх випадках проектування місцевих автомобільних доріг.

Для розрахунків отворів малих штучних споруд з врахуванням акумуляції необхідні наступні дані:

➤ найбільша злизова витрата і відповідний їй об'єм стоку прийнятої вірогідності перевищення для розрахунків спрощеним способом і додатково до цих даних – витрата і відповідний їй найбільший об'єм злизового стоку для уточненого способу;

➤ ухил головного логу та його відкосів перед спорудою та ескіз обрису водойми перед спорудою для розрахунків спрощеним способом; план у горизонталях у межах затоплення місцевості підпертою водою перед спорудою для розрахунків уточненим способом;

➤ графіки водопропускної здатності малих штучних споруд для обох способів розрахунку.

У гідравлічних довідниках наведені графіки, які складені для труб будь-якої довжини з ухилом, що більше або дорівнює критичному, і труб, довжина яких менше п'ятикратної величини підпору перед спорудою, якщо ухил лотку менше критичного.

Графіки побудовані за формулою:

$$Q_{\text{спор}} = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g \cdot (H - h)}, \quad (4.4)$$

де: $Q_{\text{спор}}$ – витрата у споруді, м³/сек;

μ – коефіцієнт витрати, який залежить в основному від обрису вхідного оголовка труби або конусів моста;

ω – площа живого перерізу потоку з критичною глибиною під час безнапірного протікання, або площа повного перерізу труби під час напірного протікання;

g – прискорення сили тяжіння, дорівнює 9,81 м/с²;

H – підперта глибина води перед спорудою над відміткою входу (лотки або кріплення), м;

h – критична глибина під час безнапірного протікання, або стиснена глибина під час напірного протікання, м.

4.3 Мости – водоскиди

Мости – водоскиди влаштовують для скиду зайвої води з верхнього б'єфу ставків або зрошувальних каналів. Серед них розрізняють:

- мости з водозливом;
- мости з затворами (шандорні);
- мости з підйомними щитами плоского або сегментного окреслення.

Якщо пристрій для перекриття влаштовано у вигляді шандорного затвору (це тимчасовий затвор, який встановлюється для проведення ремонтних або аварійних робіт. Основні складові елементи шандору – рама й щит), тоді отвір моста **працює за схемою водозливу з гострим порогом** (рис. 4.2, а). Якщо пристрій для перекриття влаштовано у вигляді підйомного щита, то отвір моста **працює за схемою витікання з-під щита** (рис. 4.2, б).

Мости – водоспуски (водоскиди) працюють на строго зарегульовану витрату, що визначається рівнем верхнього б'єфу та ступенем відкриття затвору. У всіх випадках ці мости працюють за схемою незатопленого водозливу, тому що вони включаються в роботу тільки за умови зниження рівня у нижньому б'єфі нижче рівня затвору.

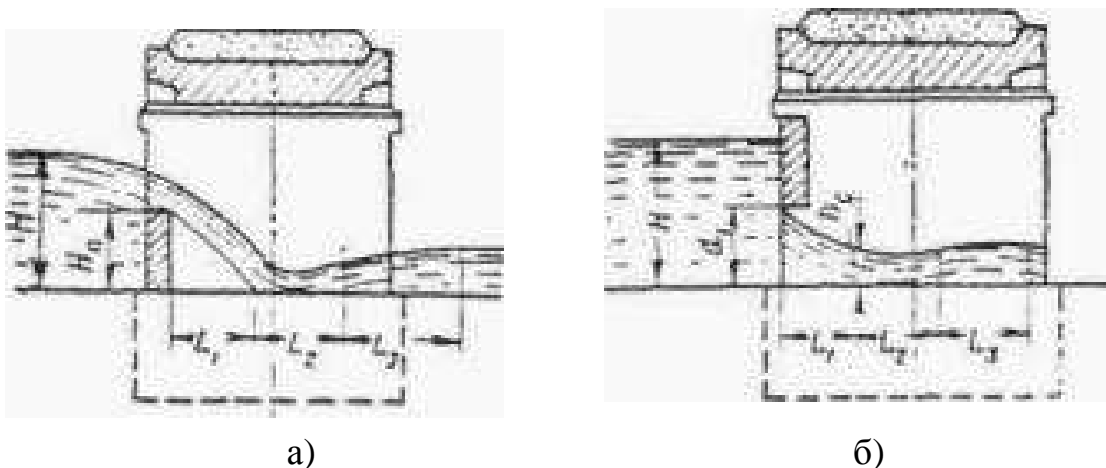


Рисунок 4.2 – Мости – водоспуски (водоскиди) з підйомним щитом (а) та з шандорним затвором (б)

Перший тип мостів – водоспусків (водоскидів) – шандорні мости – розраховують за формулою водозливу з тонкою стінкою. Значення **напору** в шандорних мостах невелике і визначається висотою одного або пари шандорів; практично ця висота коливається від **0,14 до 0,7 м**.

Для шандорного моста треба вирішувати *наступні задачі*:

а) за заданим часом спорожнення верхнього б'єфу та висотою підпору на водозливі H визначити необхідний отвір моста b ;

б) за прийнятим отвором моста b та висотою підпору на порозі H визначити витрату моста та час, необхідний для спорожнення верхнього б'єфу.

За порогом шандорного затвора утворюється перепад, для якого мають бути розраховані умови у нижньому б'єфі.

Розрахунку піддаються випадки зминання самого верхнього шандору, коли струмінь, який зливається з затвора, має найбільше падіння.

Переваги мостів – водоскидів (водоспусків):

- довговічність всієї конструкції в цілому;
- автоматичність скидання води;
- невеликі експлуатаційні витрати;
- покращені умови протікання потоку у підмостових руслах.

Недоліки мостів – водоскидів (водоспусків):

- недовговічність строку служби деревини у порівнянні з бетоном (мости з дерев'яними затворами);
- значні експлуатаційні витрати;
- великі швидкості у підмостовому руслі через падіння води з великої висоти і ін.

4.4 Водопропускні (дорожні) труби

Водопропускні труби представляють собою штучні споруди, які призначені для пропуску під насипами доріг невеликих постійних або періодично діючих водотоків (рис. 4.3). В окремих випадках труби використовуються в якості шляхопроводів тунельного типу, а також скотопрогонів [5, 8].

Під час проектування доріг перевага перед малими мостами надається трубі, тому що:

- облаштування труби в насипу не порушує безперервність земляного полотна і верхньої будови шляху;
- витрати з утримання труби значно менші, ніж малого моста;
- якщо висота засипки над трубою більше 2 метрів вплив тимчасового навантаження на споруду знижується, а потім по мірі збільшення цієї висоти практично втрачає своє значення.



Рисунок 4.3 – Водопропускна труба

Класифікація водопропускних труб наведена в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Класифікація водопропускних труб:

<i>За матеріалом</i>	<i>За формою поперечного перерізу</i>	<i>За числом очок</i>	<i>За роботою поперечного перерізу</i>
бетонні залізобетонні металеві полімерні	круглі прямокутні овоїдальні	одноочкові двоочкові багатоочкові	безнапірні напірні напівнапірні

Отвори труб на автомобільних дорогах приймають:

- не менше 1,0 м якщо довжина труби не більше 30 метрів,
- не менше 0,75 м якщо довжина труби не більше 15 метрів,
- не менше 0,5 м на з'їздах під час влаштування в межах труби швидкотока.

На внутрішньогосподарських дорогах можна застосовувати труби з отворами розміром 0,5 м за їхньої довжини не більше 10 метрів.

За несучою здатністю труби поділяють на 3 групи:

- 1) відповідає розрахунковій висоті засипки ґрунтом, яка дорівнює 2,0 м;
- 2) те саме при висоті 4,0 м;
- 3) те саме при висоті 6,0 м.

На режим роботи труби впливають вхідні та вихідні оголовки. Вхідні оголовки діляться на:

- ті, що обтікають, – характеризуються або підвищенням, або сходженням вхідної ланки;
- ті, що не обтікають, – розтрубні, порталні та комірні.

Оголовки труб призначені для забезпечення плавного входу та виходу водного потоку. Збільшуючи пропускну здатність труб, вони підтримують відкоси насипу і попереджують прокольні деформації труб від дії горизонтального тиску ґрунту насипу. Відомі наступні типи оголовків: порталні, які складаються з вертикальної стінки, що перпендикулярна до вісі труби (рис. 4.4, а); коридорні з паралельними стінками постійної висоти і розвернуті на початку оголовку (рис. 4.4, б); розтрубні з відкосними крилами змінної висоти, які розходяться від осі труби (рис. 4.4, в); комірні зі зрізаною паралельно відкосу кінцевою ланкою труби (рис. 4.4, г); оголовок, що обтікається, у вигляді виступаючого з насипу усіченого конусу з плоскою п'ятою, які називаються конічними оголовками (рис. 4.4, д). Найкращі умови протікання води забезпечують розтрубні оголовки у поєднанні з конічною або підвищеною вхідною ланкою [9].

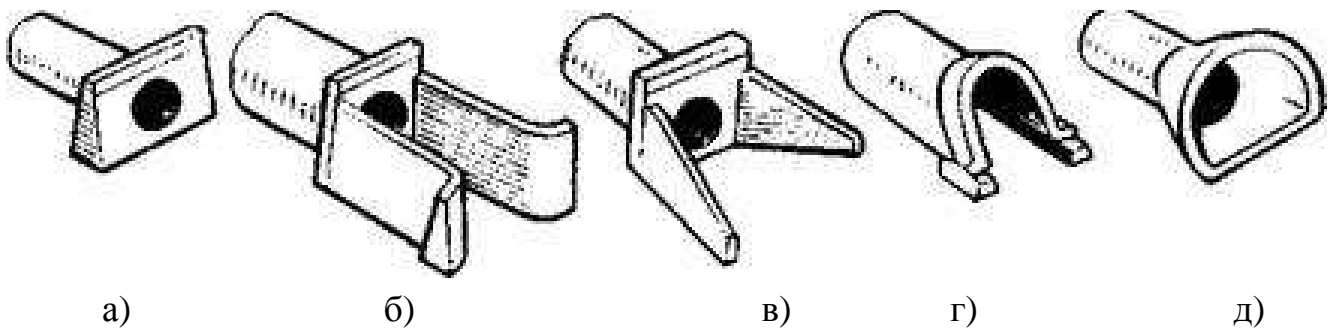


Рисунок 4.4 – Типи оголовків водопропускних труб:

а – порталний; б – коридорний; в – розтрубний; г – комірний; д – конічний

4.5 Трубчаті водоскиди

Трубчаті водоскиди використовуються для зливу надлишку води, який постійно надходить з річки або струменя, що утворюється під час весняного танення снігів, тоді рівень води в головній водоймі буде підвищуватися, вода почне переливатися через гребень і розміє дамбу.

Водоскидні споруди – пристрої для скиду надлишку паводкових вод з головної водойми, а також для часткового або повного скиду води перед відловом риби і для регулювання рівня води в головній водоймі. Можуть пропускати лід. Водоскидні споруди бувають автоматичні, регульовані або комбіновані (рис. 4.5).

Автоматичні водоскиди – поріг споруди (та частина, куди зливається вода з водойми) розташовують на тому рівні, на якому бажано зберегти рівень води у водоймі. У разі перевищення рівня води над цією відміткою вода автоматично скидається з верхнього б'єфа в нижній (водоскидний земляний канал, відкритий бетонний водоскид, шахтний і трубчатий водоскиди). Автоматичні водоскиди влаштовують за максимальних паводкових витратах до $50 \text{ м}^3/\text{с}$.

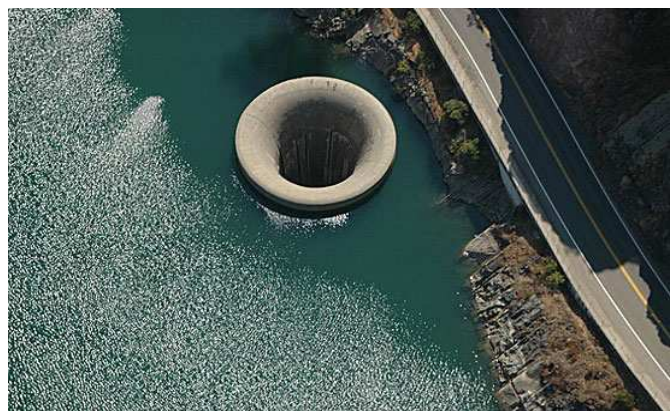


Рисунок 4.5 – Трубчаті водоскиди

У разі великих витрат будують *керовані водоскиди*, у яких поріг споруди розташовують нижче нормального рівня води в головній водоймі, аж до дна.

Водоскидні споруди – найбільш дорого вартісна частина водойми. Їх вартість досягає 30–50% від загальної собівартості штучної водойми.

Трубчасті водоскиди влаштовують при витратах води до 15 м³/с, шахтні – до 30 м³/с. *Трубчастий водоскид* – система залізобетонних труб, розташованих під греблею на материкових ґрунтах. Вхід в споруду представляє собою ківш, верх якого розташований на відмітці нижнього рівня греблі.

Шахтний водоскид складається з вертикальної шахти квадратного, круглого або шестигранного перерізу, горизонтальної водопровідної труби прямокутного або круглого перерізу та водобійного колодязя. Верх шахти, розташований на відмітці нижнього рівня греблі, огорожують решіткою, яка затримує сміття. Виконують зі збірного або монолітного залізобетону. В нижній частині шахти іноді роблять затвор для скиду всієї води з головної водойми.

Керовані водоскиди влаштовують у разі великих витрат води (від 30 до 200 м³/с). Обов'язковим елементом являються затвори, які дозволяють регулювати рівень води в головній водоймі та потік води, який пропускається через водоскид. Затвори можуть бути виконані як металеві засувки, що піднімаються і опускаються за допомогою гвинтового підйомника. Споруджують водоскиди найчастіше в тілі греблі на корінному ґрунті. Вони представляють собою закритий зверху бетонний або залізобетонний лоток прямокутного перерізу, вхідна частина якого перегороджена затвором.

Донні водовипуски (монахи) можуть бути віднесені до водоскидних споруд, тому що з їх допомогою можна скидати надлишок води у водоймах під час паводку. Найчастіше донні випуски належать до споруд рибозбірно-осушувальної системи ставків. Донні водовипуски – споруди, призначені для повного скидання води з водойм та переміщення риби у рибо уловлювач, а також для регулювання рівня води і для забезпечення водообміну.

Контрольні питання

1. Дайте характеристику та назвіть галузь застосування малих мостів.
2. У чому полягає розрахунок отворів малих мостів і труб з врахуванням акумуляції?
3. Дайте характеристику та назвіть галузь застосування мостів – водоскидів.
4. Дайте характеристику та назвіть галузь застосування водопропускних труб.
5. Дайте характеристику та назвіть галузь застосування трубчатих водоскидів.

ТЕМА 5 ПРИНЦИПИ ГІДРАВЛІЧНОГО РОЗРАХУНКУ СПОРУД МЕХАНІЧНОЇ ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД

Споруди механічної очистки (піскоуловлювачі, відстійники) стічних вод призначені для видалення зі стічної рідини механічних домішок різного розміру, в основі гідравлічного розрахунку таких споруд лежить врахування найважливішого параметру водно-дисперсної системи – гідравлічної крупності.

Гідравлічною крупністю U_0 називають швидкість випадіння частки у нерухомому шарі води. Гідравлічна крупність частки діаметром d у рідині з щільністю ρ і в'язкістю ν визначається за формулою О. М. Тодеса та Р.Б. Розенбаума [5]:

$$u_0 = \frac{\nu}{d} Ar (18 + 0,61 \sqrt{Ar})^{-1}, \quad (5.1)$$

де: Ar – критерій Архімеда для твердого компонента щільністю ρ_T .

$$Ar = \frac{g(\rho_T - \rho) \cdot d^3}{\rho \cdot \nu^2}. \quad (5.2)$$

d – діаметр частки.

Частки неправильної форми характеризуються *еквівалентним за об'ємом діаметром кулі*

$$d_{екв} = 1,24 \cdot V_T^{1/3} \quad (5.3)$$

та *геометричним коефіцієнтом форми* (відношення поверхні даної частки до поверхні еквівалентної кулі)

$$k_\phi = \frac{S_T}{\pi} \cdot \left(\frac{\pi}{6V_T} \right)^{2/3} = \frac{d^2}{d_3^2}. \quad (5.4)$$

Значення коефіцієнту форми залежить від того, з чого складається найбільша частина осаду у споруді. Далі наведені дослідні значення k_ϕ для деяких неправильних часток:

Пісок обкатаний	1,17	Вугілля газове	2,07
Пісок з округлими зернами	1,16	Кокс	2,86
Пісок гострозернистий	1,5–1,67	Сланець	3,17–3,5
Пісок не фракціонований	1,7–1,87	Вугільний пил	1,62–2,58
Вугілля	3,0	Графіт штучний	1,15–1,5
Антрацит	1,5–3,5	Алюмосилікат	1,02–1,05

Гідравлічна крупність залежить від стиснення руху часток, а саме від двох факторів:

– впливу стінок каналу – цей фактор оцінюється геометричним симплексом (відношення діаметру каналу до еквівалентного діаметру частки);

– впливу сусідніх часток – цей фактор залежить від об’ємної концентрації часток.

Стічна рідина в своєму складі може вмішувати не тільки механічні домішки, а також розчинені та нерозчинені у воді гази, виділення яких у спорудах механічної очистки може мати як позитивний так і негативний характер. Для відділення органічних сполук від мінеральних, зокрема у піскоуловлювачах, що аеруються, застосовують повітря. Тому у разі розрахунку таких споруд необхідно враховувати швидкість руху пухирців газу та їх розміри.

Швидкість руху одиничних пухирців газу в рідині характеризується коефіцієнтом деформації пухирців, який показує відношення еквівалентного діаметру до фронтального діаметру пухирців

$$\varphi_{\phi} = \frac{d_{\phi}}{d_{\phi}} = 0,81 + 0,206th(1,6 - 2 \lg Re \cdot M^{0,23}), \quad (5.5)$$

де: μ – динамічний коефіцієнт в’язкості

$$M = g \nu \left(\frac{\mu}{\sigma} \right)^3, \quad (5.6)$$

σ – міжфазовий поверхневий натяг.

5.1 Принципи гідравлічного розрахунку піскоуловлювачів

Піскоуловлювачі призначаються для виділення зі стічних вод важких мінеральних домішок (головним чином піску) та встановлюються перед відстійниками.

Застосування піскоуловлювачів обумовлено тим, що у разі сумісного виділення у відстійниках мінеральних і органічних домішок виникають значні труднощі під час видалення осаду з відстійників і подальшого його зброджування в метантенках.

Піскоуловлювачі слід передбачати при витраті стічних вод більше 100 м³/добу. Робота піскоуловлювачів заснована на використанні гравітаційних сил. Розраховуються піскоуловлювачі таким чином, щоб в них випадали пісок та інші важкі мінеральні частки, але не випадав осад органічного походження.

За характером руху води піскоуловлювачі поділяються на горизонтальні – з круговим (рис. 5.1) або прямолінійним рухом води (рис. 5.2), вертикальні – з рухом води знизу вверх і піскоуловлювачі з гвинтовим (поступально-обертальним) рухом води. Останні залежно від способу створення гвинтового руху поділяються на тангенціальні та ті, що аеруються.

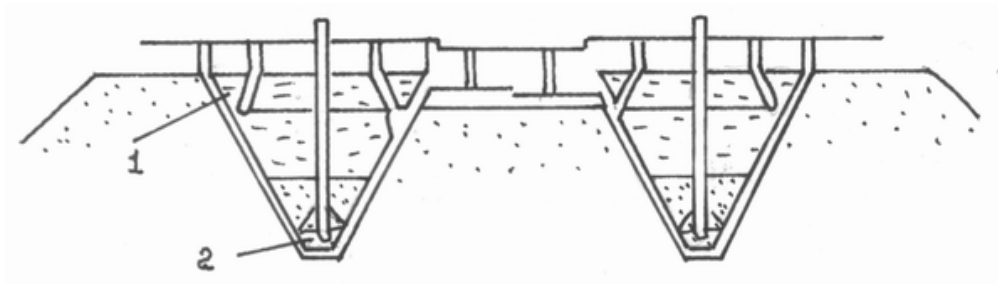


Рисунок 5.1 – Горизонтальний піскоуловлювач з круговим рухом води:
1 – лоток для збору проясненої води; 2 – зона накопичення осаду

Довжина горизонтального піскоуловлювача L , в межах якої частка з гідравлічною крупністю U_0 зі швидкістю потоку V опуститься на глибину H , розраховується за формулою:

$$L = k \frac{H}{U_0} \cdot V, \quad (5.7)$$

де: $V=Q/\omega$ – середня швидкість руху води з витратою Q та площею поперечного перерізу піскоуловлювача $\omega=B \cdot H$;

B – ширина піскоуловлювача;

U_0 – гідравлічна крупність частки, що осідає, 0,18 – 0,27 мм/сек.;

k – коефіцієнт, який враховує турбулентність, недовершеність гідравлічних умов роботи, розшарування піску в підвідних каналах та інші фактори

$$k \approx \frac{U_0}{\sqrt{U_0^2 - (0,05 \cdot V)^2}}. \quad (5.8)$$

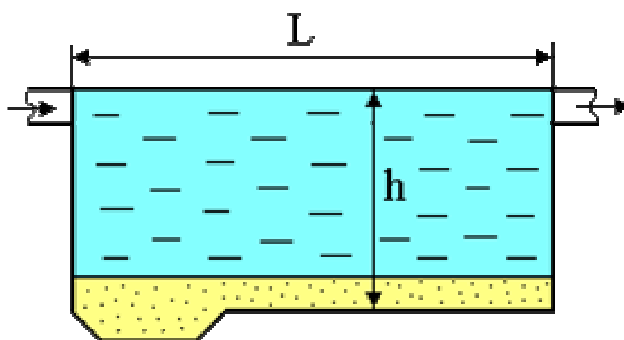


Рисунок 5.2 – Схема горизонтального піскоуловлювача

Загальна глибина піскоуловлювача

$$H_{\text{бод}} = H + h_{\text{ос}} + h_{\text{борт}}, \quad (5.9)$$

де: H – глибина потоку води у піскоуловлювачі;

$h_{\text{борт}}$ – висота бортів над рівнем води у піскоуловлювачі, приймається 0,2–0,4 м;

$h_{\text{ос}}$ – глибина шару осаду, який випав у піскоуловлювачі.

Піскоуловлювач, що аерується, представляє собою залізобетонний резервуар прямокутної форми у плані, глибиною до 5 м. Стоки, що протікають через такий піскоуловлювач, аеруються (продуваються стисненим повітрям) за допомогою аераторів з інтенсивністю 3–5 м³/м³ за добу (рис. 5.3).

Для розділення механічних забруднень за фракційним складом або за щільністю застосовують піскоуловлювачі, що аеруються, фракції осідають, як і в горизонтальних піскоуловлювачах.

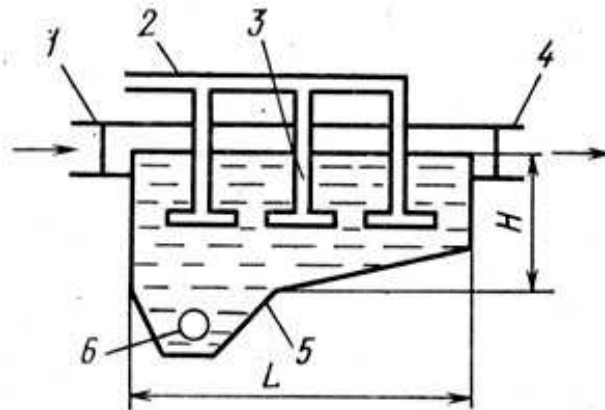


Рисунок 5.3 – Схема піскоуловлювача, що аерується:

1 - вхідна труба; 2 – повітровід; 3 – розподільчі повітря; 4 – вихідна труба; 5 – шламозбірник; 6 – отвори для видалення шламу

Дрібні ж частки, приєднуючись до пухирців повітря, спливають наверх і за допомогою скребкових механізмів видаляються з поверхні. Довжина таких піскоуловлювачів складає

$$L = \frac{V \cdot H}{U_0} \quad (5.10)$$

Час перебування стічної води у піскоуловлювачі складає 30–90 сек., швидкість руху $V_x = 0,1\text{--}0,2$ м/с, питома витрата повітря 0,00083–0,0014 м³/(м²·с).

Переваги піскоуловлювачів, що аеруються:

- випадає більше осаду, ніж у горизонтальних піскоуловлювачах;
- зольність осаду вище і складає 92–95 % (вміст мінеральних домішок), в горизонтальних піскоуловлювачах зольність осаду до 85 %;
- осідають дрібні фракції піску, які в горизонтальних піскоуловлювачах не осідають.

Тангенціальні піскоуловлювачі (рис. 5.4) мають круглу форму в плані; підведення води до них виконується тангенціально (по дотичній). В таких піскоуловлювачах кожна частка відчуває крім сил тяжіння вплив відцентрових сил. Це сприяє більш інтенсивному відділенню піску від води та легких

органічних домішок, які внаслідок обертowego руху підтримуються у завислому стані та не випадають в осад.

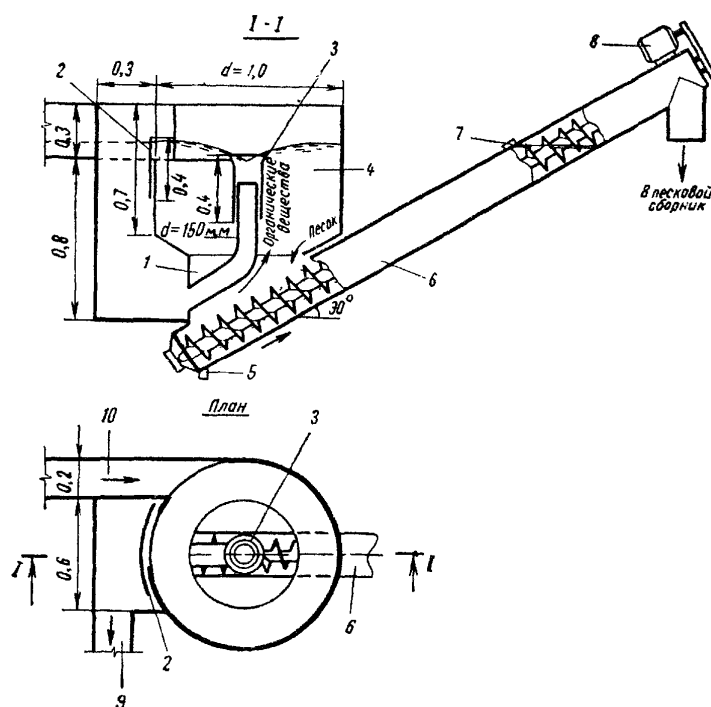


Рисунок 5.4 – Тангенціальний піскоуловлювач:

1 – осадочна частина; 2 – рухомий боковий водозлив; 3 – телескопічна труба; 4 – робоча частина; 5 – заглушка; 6 – шнек; 7 – отвір для скиду відмитих органічних речовин; 8 – електродвигун; 9 – відвідний лоток; 10 – лоток, що подає воду

Тангенціальні піскоуловлювачі забезпечують більш повне затримання піску з малою кількістю органічних забруднень.

5.2 Принципи розрахунку відстійників

Відстійники призначені для затримання з води нерозчинених грубо дисперсних домішок, зі стічних вод – переважно органічного походження. Типи відстійників бувають: горизонтальні, вертикальні, радіальні.

Під час очистки стічних вод відстійники застосовують для первинного осадження нерозчиненої органіки перед процесом біологічної очистки (*первинні відстійники*) і для відокремлення активного мулу від біологічно очищених стічних вод (*вторинні відстійники*).

Під час очистки природних вод відстійники являються однією з головних споруд – призначені для відокремлення зкоагульованої зависі.

Вихідними даними під час розрахунку відстійників на будь-який ступінь повноти виділення зі стічних вод нерозчинених домішок незалежно від їх типу являються:

- витрата стічних вод;
- початкова концентрація завислих речовин;
- допустима кінцева концентрація завислих речовин у проясненій воді.

Розрахункове значення гідравлічної крупності, мм/с, необхідно визначати за кривими кінетики відстоювання $\Xi = f(t)$, які отримують експериментально, з наведенням отриманої у лабораторних умовах величини до висоти шару, що дорівнює глибині проточної частини відстійника, за формулою

$$U_0 = \frac{1000 K_{set} H_{set}}{t_{set} \left(\frac{K_{set} H_{set}}{h_1} \right)^{n_{\alpha}}}, \quad (5.10)$$

де: H_{set} – глибина проточної частини у відстійнику, м;
 K_{set} – коефіцієнт використання об'єму проточної частини відстійника;
 t_{set} – тривалість відстоювання, сек, яка відповідає заданому ефекту очистки і отримана у лабораторному циліндрі в шарі h_1 (табл. В.1 [10]);
 n_2 – показник ступеня, який залежить від агрегації зависі в процесі осадження; (рис. В.1 [10]).

Продуктивність одного відстійника q_{set} , м³/год., слід визначати виходячи з заданих геометричних розмірів споруди та необхідного ефекту прояснення стічних вод за формулами:

а) для горизонтальних відстійників

$$q_{set} = 3,6 K_{set} L_{set} B_{set} (U_0 - V_{tb}), \quad (5.11)$$

б) для відстійників радіальних, вертикальних і з розподільчим пристроєм, що обертається

$$q_{set} = 2,8 K_{set} (D_{set}^2 - d_{en}^2) (U_0 - V_{tb}), \quad (5.12)$$

в) для відстійників зі спадним – висхідним потоком

$$q_{set} = 1,41 K_{set} D_{set}^2 U_0, \quad (5.13)$$

де: K_{set} – коефіцієнт використання об'єму;
 L_{set} – довжина секції, відділення, м;
 B_{set} – ширина секції, відділення, м;
 D_{set} – діаметр відстійника, м;
 d_{en} – діаметр впускного пристрою, м;
 u_0 – гідравлічна крупність затриманих часток, мм/с;
 v_{tb} – турбулентна складова, мм/с, приймається залежно від швидкості потоку у відстійнику, мм/с;

Горизонтальний відстійник (рис. 5.5) представляє собою прямокутну ємність, яка обладнана розподільчим та збірним пристроями, трубопроводами для підведення води, що прояснюється, а також пристроєм для періодичного видалення утвореного осаду.

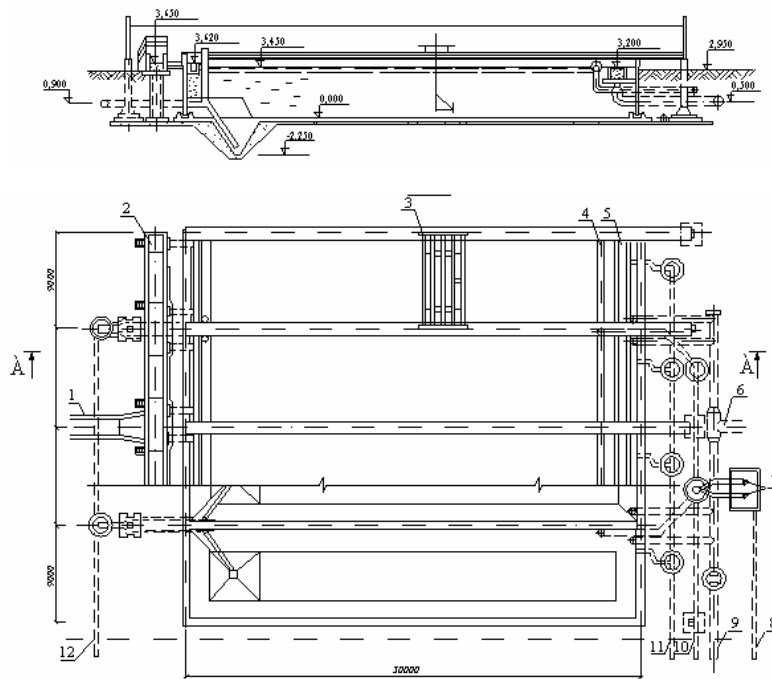


Рисунок 5.5 – Горизонтальний відстійник:

1 – підвідний лоток; 2 – розподільний лоток; 3 – скребковий механізм; 4 – підвідні труба зі щілевидними прорізами для видалення плаваючих речовин; 5 – збірний лоток; 6 – відвідний трубопровід проясненої води; 7 – камера плунжерних насосів; 8 – трубопровід для видалення плаваючих речовин; 9 – трубопровід для аварійного скиду; 10 – трубопровід подачі води для розбавлення плаваючих речовин; 11 – трубопровід для спорожнення; 12 – трубопровід сирого осаду.

Вертикальний відстійник представляє собою круглий або квадратний резервуар, який обладнаний трубопроводом подачі стічної води, камерою пластівцеутворення, жолобами для збору проясненої води, а також трубопроводом для періодичного випуску осаду або спорожнення відстійника (рис. 5.6) [11].

Перевагою вертикальних відстійників являється простота видалення з них осадів, цей процес провадиться під гідростатичним тиском. Їх конструкція дозволяє видаляти осад без спеціальних пристроїв.

Вертикальні відстійники отримали розповсюдження в основному для очистки господарсько-побутових стічних вод, на очисних спорудах промислових підприємств їх використовують порівняно не часто внаслідок того, що за однакового навантаження стічних вод ефективність вертикальних відстійників, як правило нижче, ніж горизонтальних, а також того, що пропускну здатність одного вертикального відстійника відносно мала.

Радіальний відстійник (рис. 5.7) представляє собою круглий резервуар діаметром до 100 м з конічним днищем з ухилом до центру кола 0,03–0,08. Вода, що очищається, рухається горизонтально у радіальному напрямі, потрапляє у розподільчий стакан з отворами і потім надходить у плаваючу дірчасту трубу.

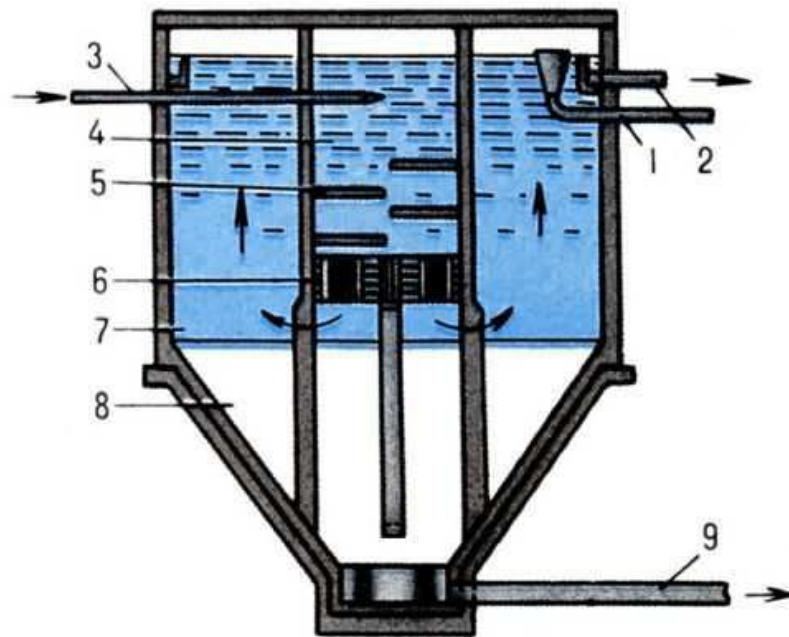


Рисунок 5.6 – Вертикальний відстійник:

1 – переливний трубопровід; 2 – відвідний трубопровід; 3 – підвідний тангенціальний трубопровід; 4 – камера пластівцеутворення; 5 – горизонтальні перегородки; 6 – вертикальні перегородки; 7 – зона прояснення; 8 – зона накопичення осаду; 9 – муловідвідна труба

Осад безперервно видаляється до центру відстійника обертовою металічною фермою зі скребками, звідки безперервно або періодично видаляється самотією або за допомогою насоса. Ефективність роботи радіальних відстійників оцінюється питомими навантаженнями за твердим компонентом у пульпі, видаленням твердого компонента у злив та у згущений продукт.

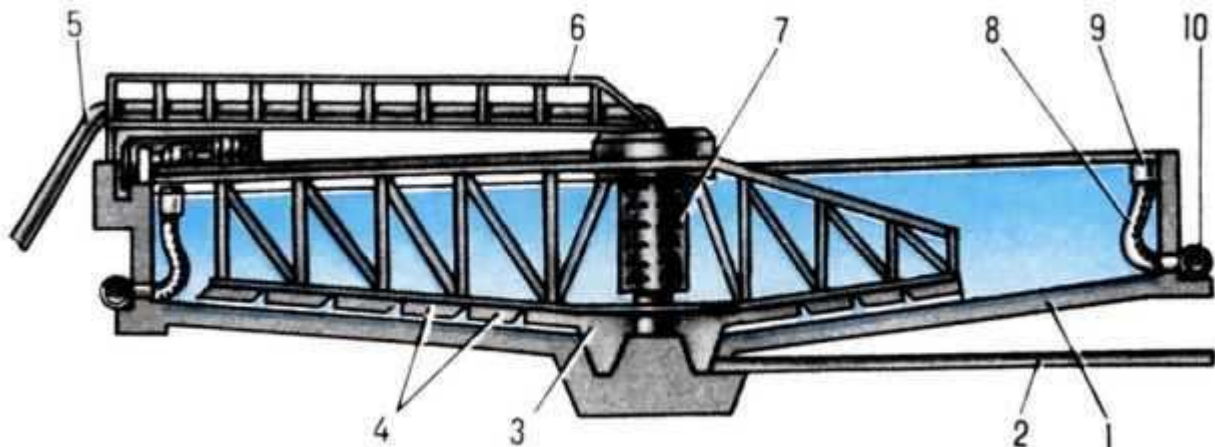


Рисунок 5.7 – Радіальний відстійник:

1 – корпус відстійника; 2 – муловідвідна труба; 3 – прямокутник для збору осаду; 4 – обертова ферма зі скребками; 5 – труба для подачі води, що очищається; 6 – місток; 7 – водорозподільний стакан; 8 – гофрований шланг; 9 – поплавок з дірчастою трубою; 10 – труба для відведення проясненої води

Основні конструктивні параметри відстійників слід приймати такими:

1) для горизонтальних і радіальних відстійників: впуск вихідної води та збір проясненої – рівномірним за шириною (периметром) впускного та збірного пристроїв відстійника, висоту нейтрального шару для первинних відстійників – на 0,3 м вище дна (на виході з відстійника), для вторинних – 0,3 м і глибину шару мулу 0,3 – 0,5 м, кут нахилу стінок мулового приямку – 50 – 55°;

2) для вертикальних відстійників: довжину центральної труби – рівною глибині зони відстоювання, швидкість руху робочого потоку в центральній трубі – не більше 30 мм/с, діаметр розтруба – 1,35 діаметру труби, діаметр труби, що відбиває, – 1,3 діаметру розтруба, кут конусності щита, що відбиває, – 146°, швидкість робочого потоку між розтрубом та щитом, що відбиває, – не більше 20 мм/с для первинних відстійників і не більше 15 мм/с для вторинних, висоту нейтрального шару між низом щита, що відбиває, та рівнем осаду – 0,3 м, кут нахилу кінцевого дна – 50–60°;

3) для відстійників зі спадним – висхідним потоком: площа зони спадного потоку – рівною площі зони висхідного, висоту перегородки, що розділяє зони, – рівною $2/3H_{\text{set}}$; рівень верхньої кромки перегородки – вище рівня води на 0,3 м, але не вище стінки відстійника, розподільчий лоток змінного перерізу – в середині відокремлюючої перегородки. Початковий переріз лотка слід розраховувати на пропуск розрахункової витрати зі швидкістю не менше 0,5 м/с, у кінцевому перерізі швидкість – не менше 0,1 м/с. Для рівномірного розподілу води кромку водозливу розподільного лотка слід виконувати у вигляді трикутних водозливів через 0,5 м;

4) для відстійників з тонкошаровими блоками – кут нахилу пластин 45–60°.

Для підвищення ступеня очистки або для забезпечення можливості збільшення продуктивності станцій, що експлуатуються, існуючі відстійники (горизонтальні, радіальні, вертикальні) можуть бути доповнені блоками з тонкошарових елементів. В цьому випадку блоки необхідно розташовувати на виході води з відстійника перед водозбірним лотком.

Тонкошарові модулі (рис. 5.8) виконують з таких матеріалів: листовий вінілпласт, профільний лист ПВХ [12]. У кожному конкретному випадку розміри, форма та матеріали тонкошарового модуля визначаються розрахунком залежно від продуктивності, конструктивних параметрів обладнання, що використовується.

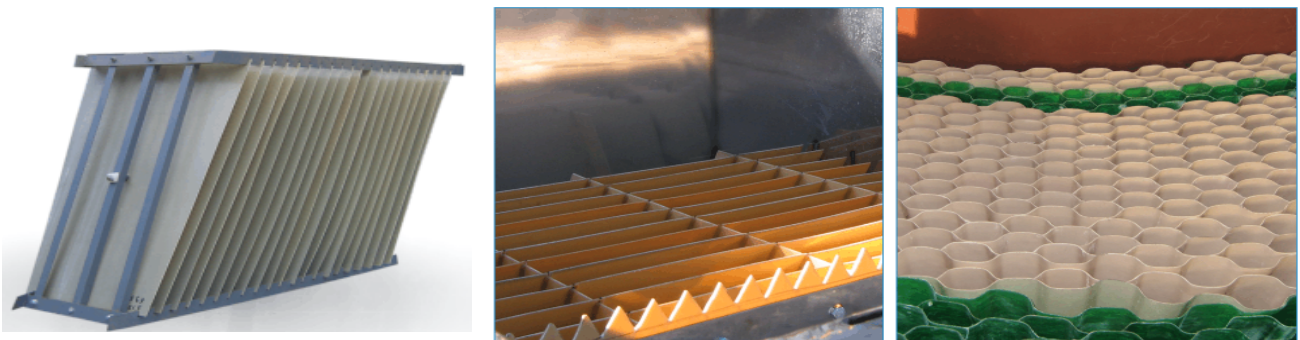


Рисунок 5.8 – Тонкошарові модулі

Використання тонкошарових модулів забезпечує такі переваги:

- підвищення продуктивності відстійників на 50%;
- підвищення ступеня очистки води за завислими речовинами;
- збільшення ефективності використання об'єму відстійників.

Конструкція тонкошарових модулів має невелику масу, забезпечує необхідну надійність, міцність, хімічну та біологічну стійкість, легкість монтажу та обслуговування.

5.3 Принципи гідравлічного розрахунку гідроциклонів

Процес прояснення води у *гідроциклоні* здійснюється під дією сили, яка дорівнює різниці значень відцентрової сили для твердої та рідкої фаз, вона виникає внаслідок інтенсивного обертання маси води у результаті тангенціального впуску її в гідроциклон (рис. 5.9) [13].

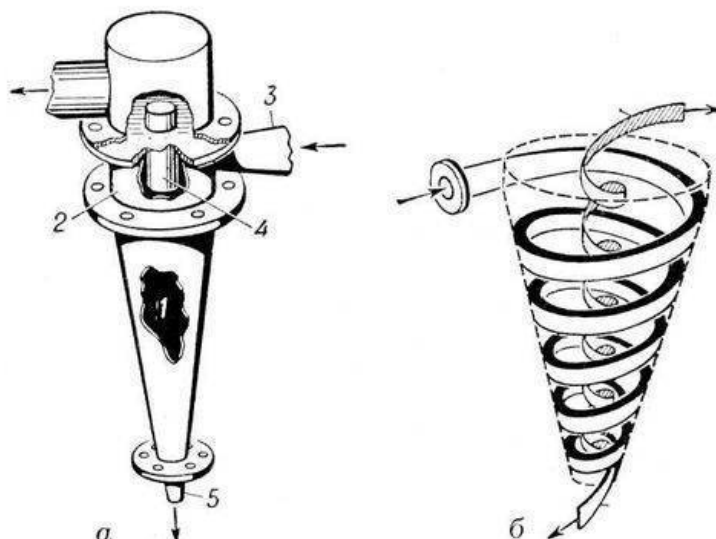


Рисунок 5.9 – Схема гідроциклону (а) та траєкторія руху пульпи в ньому (б):

1 – конус; 2 – циліндрична частина; 3 – живлячий патрубок, по якому подається гідросуміш, 4 – зливний отвір; 5 – насадка, через яку розгружується нижній продукт розділення

Питоме гідравлічне навантаження на гідроциклон визначається за формулою:

$$q_{hc} = 3,6 K_{hc} u_0, \quad (5.14)$$

де: K_{hc} – коефіцієнт пропорційності, який залежить від типу гідроциклону, і дорівнює 1,98 для відкритих гідроциклонів з конічною діафрагмою та внутрішнім циліндром;

u_0 – гідравлічна крупність часток, мм/с.

Розрізняють гідроциклони:

– *класифікатори*, що застосовують для розділення часток за крупністю;
– *сепаратори* – для збагачення корисних копалин в мінеральних суспензіях;

– *згущувачі* – для відділення частини води від мінеральних часток.

Типи гідроциклонів:

- *відкриті гідроциклони* для виділення зі стічних вод структурних осідаючих та грубо диспергованих спливаючих домішок;
- *гідроциклони без внутрішніх пристроїв* застосовують для виділення зі стічних вод крупно та дрібно дисперсних домішок гідравлічною крупністю більше 5 мм/с;
- *гідроциклони з діафрагмою та циліндричною перегородкою* застосовуються у разі витрати стічних вод на один апарат до 200 м³/год. для виділення зі стічних вод крупно та дрібно дисперсних домішок гідравлічною крупністю 0,2 мм/с і більше;
- *багатоярусні гідроциклони* застосовують у разі витрати стічних вод на один апарат більше 200 м³/год. для виділення зі стічних вод крупно та дрібно дисперсних домішок гідравлічною крупністю 0,2 мм/с і більше, а також нафтопродуктів;
- для виділення зі стічних вод тільки осідаючих агрегатостійких грубодисперсних структурних домішок рекомендуються *напірні гідроциклони*.

Залежно від тиску на вході розрізняють гідроциклони:

- *напірні* – надлишковий тиск на вході більше 100 кПа;
- *низьконапірні* – менше 100 кПа;
- *вакуумні* – тиск на вході менше атмосферного.

Кут конусності для класифікації та згущення 10–20°, прояснення 10–20°, збагачення в важких суспензіях 30–45°, збагачення у воді 90–120°. Верхня частина циліндру закривається кришкою, в центрі якої встановлено зливний патрубок, що слугує для розвантаження тонкозернистого, розрідженого, менш щільного, ніж вихідна пульпа, матеріалу.

Тангенціальне введення вихідної пульпи та осьове розвантаження продуктів розділення призводять до обертання пульпи, осьового та радіального переміщенню її від стінок апарату до зливного та розвантажувального отворів. Потік, що обертається у гідроциклоні, має декілька зон: зовнішню – спадаючу; внутрішню – висхідну; середню – циркуляційну, яка займає основний об'єм гідро циклону. Більш важкі та крупні тверді частки, що надходять з вихідною пульпою, відкидаються відцентровою силою на внутрішню поверхню циліндра та захоплюються потоком, який обертається, спадаючи вниз. Під дією радіальної складової потоку (від стінок до центру) і турбулентного характеру його руху легкі та дрібні частки виносяться у внутрішню зону. Частина вихрового потоку, що опускається вниз в нижній зоні конуса, повертає вверх, формуючи злив.

На відміну від напірних, вакуум-гідроциклон встановлюється на всмоктуючій лінії насоса та працює за рахунок створеного на його прийомі вакууму. Для відокремлення відсепарованої частини пульпи від обладнується

додатковим пристроєм (зазвичай гідроелеватором), який створює перепад розрядження за його пісковим отвором. Установка гідроциклону на всмоктуючій лінії насоса виключає можливість потрапляння в нього твердих часток, що попереджує абразивне зношення робочих органів насосу. Як правило, кожний насос обладнується індивідуальним гідроциклоном. У ряді випадків гідроциклони об'єднуються у батареї за паралельним або послідовним принципом. Регулювання режиму роботи під час зміни якості та кількості вихідного матеріалу проводиться за допомогою зміни діаметру піскового отвору шляхом його діафрагмування (автоматично) або зміною самих піскових насадок (вручну). Для боротьби з абразивним зношенням деякі типи гідроциклонів всередині футеруються зносостійкими матеріалами (кам'яне лиття, гума, поліуретан, вулканол і т.д.). Найбільш схильна до зношення частина гідроциклону – піскова насадка – виготовляється з карбідів металів та металокерамічних матеріалів.

Контрольні питання

1. Дайте визначення гідравлічної крупності часток та наведіть алгоритм її визначення.
2. У чому полягають основні принципи гідравлічного розрахунку піскоуловлювачів різних типів?
3. У чому полягають основні принципи гідравлічного розрахунку відстійників різних типів?
4. Для чого відстійники різних типів обладнують тонкошаровими блоками? Які в них переваги?
5. У чому полягають основні принципи гідравлічного розрахунку гідроциклонів? Назвіть основні типи цих пристроїв?

ТЕМА 6 ПРИНЦИП РОЗРАХУНКУ КОВШОВОГО ВОДОЗАБОРУ

6.1 Ковшові водозабірні споруди

Ковшові водозабірні споруди: Вода надходить з річки спочатку в розташований біля берега ковш (штучна затока), наприкінці якого розміщуються безпосередньо водозабірні споруди. Ковш використовується для осадження наносів, а також для боротьби з льодовими перешкодами – шугою та глибинним льодом [14].

Водоприймальні ковші застосовують:

- для захисту від шуго-льодових перешкод та боротьби з донними наносами;
- створення необхідних глибин у місця прийому води;
- покращення місцевих умов під час водозабору, які залежно від особливостей режиму річки та основного призначення влаштовуються *незатопленими і затопленими*.

Ковш представляє собою штучну водойму, яка вирита в березі або утворена шляхом пристрою земляної дамби. Вода протікає по ковшу з невеликою швидкістю, завдяки чому в ньому скоріше, ніж в річці, утворюється льодяний покрив, який перешкоджає утворенню донного льоду.

Другим призначенням ковша являється боротьба з річковими наносами, тому що ківш також грає роль відстійника.

Затоплені ковшеві водозабори (рис. 6.1) розрізняють трьох типів:

- а) ковш з верховим живленням;
- б) ковш з низовим живленням;
- в) ковш подвійного живлення.

Ковш верхового живлення (рис. 6.1, а) за рахунок поверхневих струменів добре захищає водозабір від потрапляння в нього завислих речовин і наносів.

Ковш з низовим живленням (рис. 6.1, б) живиться нижніми струменями і добре захищає водозабір від потрапляння в нього шуги.

Ковш подвійного живлення (рис. 6.1, в) попереджує потрапляння до водозабору донних наносів та шуги.

Розрахунок ковшів зводиться до визначення глибини води у ковші, ширини та довжини ковша. Глибина ковшів приймається не менше 2 м, швидкість руху води в них приймається від 0,05 до 0,25 м/с.

Розрізняють два основних характерних режими водовідбору (критерій – відношення швидкості руху потоку в ковші (V_k) до швидкості руху потоку в річці (V_p)):

- *режим розподілу* – спостерігається під час відбору з річки відносно великих кількостей води. При цьому в руслі річки виникає крива спаду, а в ковш вода надходить зі швидкостями, які дорівнюють або більше, ніж швидкості води у річці. Якщо величина кута, що утворюється віссю

ковша з напрямом течії річки, $\varphi = 135^\circ$, то відношення $V_{\kappa}/V_p = 0,132$. У разі, коли $\varphi = 15^\circ - 30^\circ$ відношення $V_{\kappa}/V_p = 0,125-0,242$.

- *режим водообміну* – значна частина води, яка надходить в ковш, виходить з нього назад в русло річки; створюється своєрідна застійна зона. Режим водообміну буде для $\varphi = 135^\circ$ з відношенням $V_{\kappa}/V_p \leq 0,004$, для інших кутів $\varphi = 15^\circ - 30^\circ$ відношення $V_{\kappa}/V_p = 0,042-0,081$.

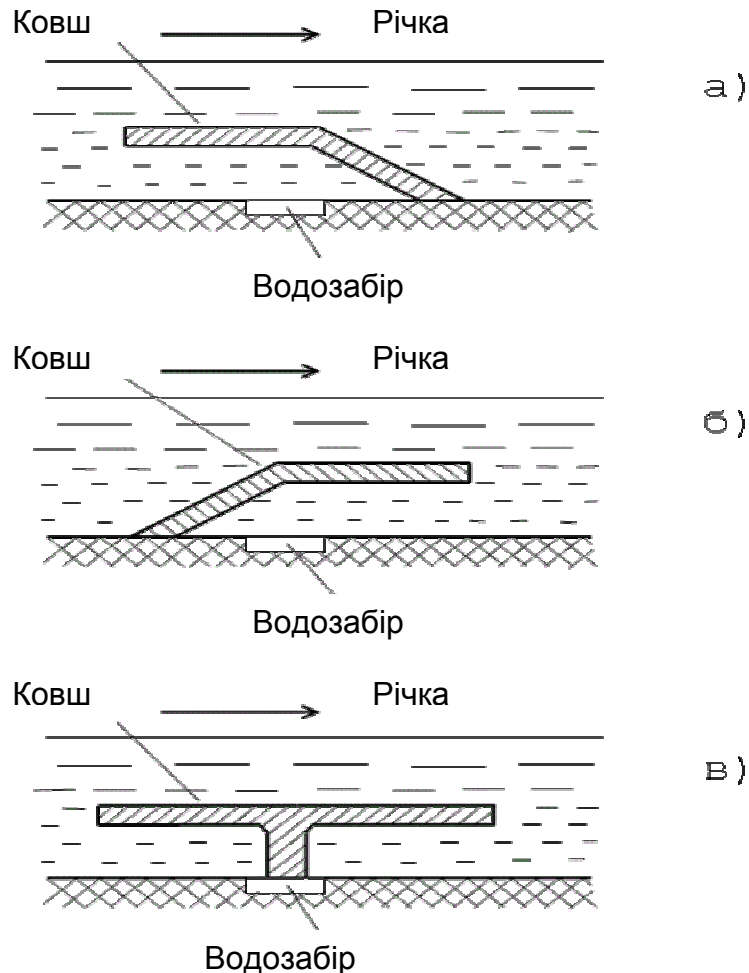


Рисунок 6.1 – Затоплені ковшеві водозабори:

*а – ковш з верховим живленням; б – ковш з низовим живленням;
в – ковш подвійного живлення*

Довжину ковша, необхідну для спливання кристалів внутрішньоводного льоду та шуги, визначають за формулою О. С. Образовського:

$$l_T = 29 \left(\sqrt{b_H^2 - \frac{1,105}{u_{ш}} \cdot Q} - b_H \right), \quad (6.1)$$

де b_n – початкова ширина транзитного струменя:

$$b_n = \frac{Q}{H \cdot V_B}, \quad (6.2)$$

Q – витрата, що відбирається;

$u_{ш}$ – швидкість спливання шуги, яка дорівнює 0,016–0,02 м/с;

H – глибина ковша, призначена виходячи з умов забору води водоприймачем;

V_B – фактична швидкість входу до ковша, що дорівнює $0,5V_p$ під час режиму водообміну і $0,9V_p$ під час режиму розподілу.

Повна довжина ковша приймається рівною:

$$L = l_T + l_B + l_{ш}, \quad (6.3)$$

де $l_{ш} = 10\text{--}20$ м – довжина ковша, зайнята відкладеннями шуги;

l_B – вхідна частина ковша, яка охоплена неробочими циркуляціями і дорівнює ширині ковша.

Ковшові водозабірні споруди іноді будують у специфічних умовах, коли у великих межах коливається як витрата води річки, так і кількість наносів, які переносяться водотоком. Так наприклад, побудована бокова водозабірна споруда ковшового типу на річці Куршаб (Киргизстан) [15].

Характеристика водного об'єкту:

- паводки, які проходять по річці у травні – червні, характеризуються раптовістю та великою кількістю донних та завислих наносів, середній річний стік яких досягає відповідно 160 та 80 тис. м³;
- у період проходження селевих паводків кількість рихлообламаного матеріалу, який приноситься річкою, досягає 600 тис. м³;
- у середньому число днів з льодовими явищами складає 41.

В місці водозабору річка протікає у каньйоні висотою 25-30 м, борти якого складені з пісчанику. Витрати води в р. Куршаб змінюються від 20 до 250 м³/с, а швидкості та глибини потоку – в межах 0,4–3,5 м/с і 0,4–1,7 м.

У дні, коли в межовий період (у разі витрат води у річці від 10 до 23,7 м³/с) водозабір у каналі складає більше 70%, споруда не забезпечує очистку води від наносів. Це викликає інтенсивне замулювання відвідного каналу з утворенням гряд занесення, які складаються з наносів крупністю до 80 мм (рис. 6.2).

Для покращення очистки води, яка подається у лівобережний канал у створ водозабірної споруди, було вирішено зменшити водовідбір через існуючий основний водозабірний оголовок, а об'єм води, якого не достає, подавати через додатковий канал підпитки (рис. 6.3).

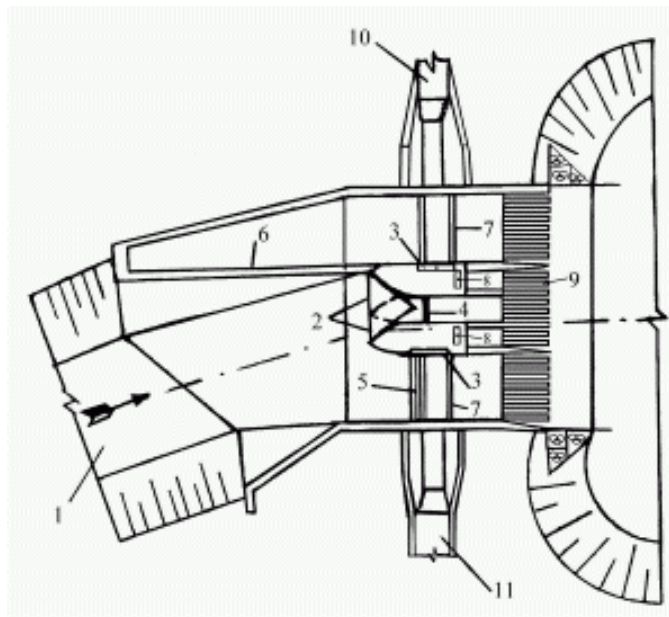


Рисунок 6.2 – Схема існуючої водозабірної споруди на річці Куршаб до проведення реабілітаційних заходів:

1 – підвідне русло; 2 – щитові отвори донних галерей; 3 – регулятори витрати води відвідних каналів; 4 – шугоскид; 5 – щитовий скид; 6 – катастрофічний водозлив; 7 – лотки; 8 – пласкі затвори донних галерей; 9 – гребінцеві розщиплювачі; 10, 11 – відвідний канал

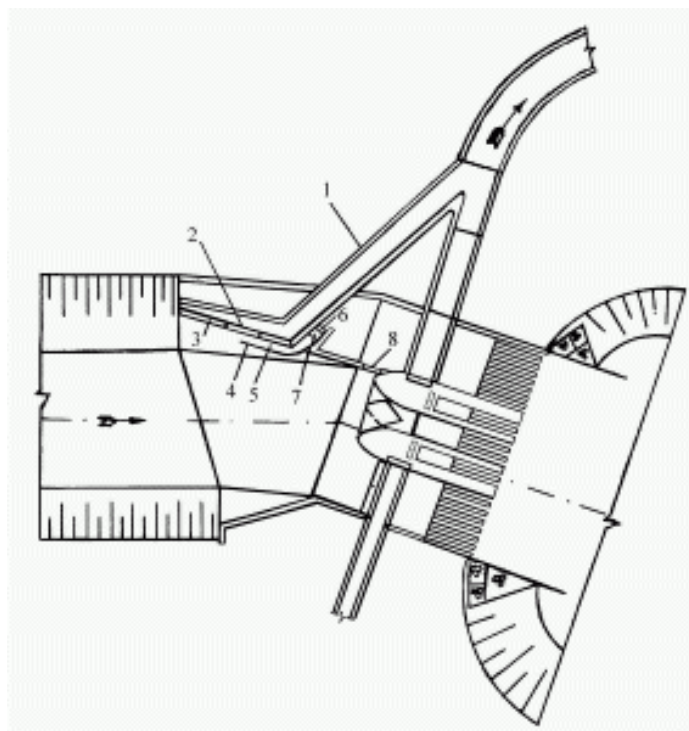


Рисунок 6.3 – Схема водозабірної споруди на річці Куршаб (після впровадження реабілітаційних заходів):

1 – додатковий канал підпитки; 2 – ковшовий водозабір; 3 – наносовідбійний поріг; 4 – шпора, що перехватує наноси; 5 – канал-промивник; 6 – плаский затвор-промивник; 7 – горизонтальний козирок плаского затвору; 8 – скидний щитовий отвір.

Покращена конструкція водозабірної споруди на р. Куршаб дозволяє:

- а) забезпечити забір необхідної витрати води у канал для зрошення земель площею 13,65 тис. га під час всіх гідрологічних режимів джерела;
- б) забезпечити необхідний ступінь очистки води від наносів, які надходять у відповідний канал та з діаметром фракцій більше 35 мм;
- в) добитися рівномірності розподілу питомих витрат води у нижньому б'єфі водозабірної споруди під час пропуску середньопаводкових витрат по річці.

Контрольні питання

1. Дайте визначення ковшового водозабору. За якими ознаками розрізняють конструкції ковшів?
2. У чому полягає розрахунок ковшів? Наведіть основні характерні режими водовідбору з ковшів.
3. Наведіть приклади застосування ковшових водозаборів у специфічних умовах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Шевченко, Т. О. Програма та робоча програма навчальної дисципліни «Спеціальні питання гідравліки, водопровідних та водовідвідних споруд» / Шевченко Т. О., Яковенко М. М. – Харків: ХНАМГ. – 2011. – 26 с.
2. Шевченко, Т. О. Конспект лекцій з дисципліни «Інженерна гідравліка» / Т. О. Шевченко, М. М. Яковенко. – Харків : ХНУМГ. – 2013. – 117 с.
3. Науменко, І. І. Гідравліка. Підручник / І. І. Науменко – Рівне: НУВГП. – 2005. – 475 с.
4. Левицький, Б. Ф. Гідравліка. Загальний курс / Б. Ф. Левицький, Н. П. Ленін. – Львів: Світ. – 1994. – 264 с.
5. Справочник по гидравлике / В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов и др. – 2-е издание. – Київ : Вища школа. – 1984. – 343 с.
6. Водомерные устройства на очистных сооружениях. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.bibliotekar.ru>.
7. Krasowski, E. Hydraulics. Hydraulic machines / E. Krasowski, I. Nicolenko, J. Gliński, A. Dashchenko, S. Sosnowski. – Lublin, 2011. – 350 p.
8. Руководство по гидравлическим расчетам малых искусственных сооружений. – [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.infosait.ru>. – Москва: Транспорт. – 1967.
9. Искусственные сооружения на автомобильных дорогах. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.referat.ru>.
10. ДБН В.2.5–75: 2013 «Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування». – Київ : Мінрегіон України. – 2013. – 128 с.
11. Отстойники. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://eslovar.com.ua>.
12. Системы тонкослойного отстаивания. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.etek.ru>.
13. Гидроциклон. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://slovar.coolreferat.com>.
14. Водоснабжение, водоподготовка и очистка сточных вод. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://stringer46.narod.ru>.
15. Лавров, Н. П. Боковое водозаборное сооружение ковшового типа на р. Куршаб / Н. П. Лавров, А. И. Рохман, В. А. Биленко, Г. И. Логинов. – Киргизстан: ВЕСТНИК КРСУ. – № 4, 2002 г. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.krsu.edu.kg>.

Навчальне видання

ШЕВЧЕНКО Тамара Олександрівна

Конспект лекцій
з навчальних дисциплін

**«СПЕЦІАЛЬНІ ПИТАННЯ ГІДРАВЛІКИ, ВОДОПРОВІДНИХ
ТА ВОДОВІДВІДНИХ СПОРУД»**

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки
6.060103 – Гідротехніка (Водні ресурси))*

**«СПЕЦІАЛЬНІ ПИТАННЯ ГІДРАВЛІКИ СИСТЕМ
ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ»**

*(для студентів 4 курсу денної і заочної форм навчання напряму підготовки
6.060101 – Будівництво
(фахове спрямування «Водопостачання та водовідведення»))*

Відповідальний за випуск *С. С. Душкін*

За авторською редакцією

Комп'ютерний набір *Т. О. Шевченко*

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосожарова*

План 2013, поз. 28Л

Підп. до друку 02.04.2014

Друк на ризографі.

Зам. №

Формат 60×84/16.

Ум. друк. арк. 3,7

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014 р.